

Arbeitsgemeinschaft Materialforschung

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy / Prof. Dr.-Ing. U. Schneider

Zusammenstellung von Materialdaten für die HTR-Sensitivitätsstudie

Teil II

Mechanische Hochtemperaturkennwerte von
Basaltbeton und Spannstahl

Vorläufiger Abschlußbericht

erstattet von

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

Dr.-Ing. U. Diederichs

Dipl.-Ing. K.-Ch. Thienel

Mai 1989

Untersuchung im Auftrage der KFA Jülich

5.11.1989
Betreff: Zusammenstellung von Materialdaten
für die HTR-Sensitivitätsstudie
D-30-00 Materialforschung

Inhalt

	Seite
0. Einleitung	3
1. Elastizitätsmodul	4
1.1 Abhängigkeit des E-Moduls vom Belastungsalter	4
1.2 Abhängigkeit des E-Moduls von der Aufheizgeschwindigkeit	5
1.3 Abhängigkeit des E-Moduls von der Feuchte	5
1.4 Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur	6
1.5 Einfluß des Belastungsgrades auf den E-Modul	7
1.6 Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperierungsdauer	9
1.7 Abhängigkeit des E-Moduls von der Betonfeuchte	10
1.8 Funktionelle Beschreibung	14
1.9 Literatur	16
2. Festigkeitskennwerte	35
2.1 Das 5-Parameter-Modell von Willam/Warnke	35
2.2 Verwendete Materialdaten	37
2.3 Einflüsse aus der Feuchte	38
2.4 Einflüsse aus dem Belastungsalter	39
2.5 Bruchgrenzflächen für die diskreten Temperaturstufen	39
2.6 Berechnung der Parameter	40
2.7 Spannungs-Dehnungsbeziehung	41
2.8 Querdehnung in Abhängigkeit vom Belastungsgrad und der Temperatur	42
2.9 Literatur	43
3. Kriechen von HTR-Beton	61
3.1 Übergangskriechen	61
3.1.1 Thermische Ausdehnung während der Aufheizung und Abkühlung von HTR-Basaltbeton	65
3.1.2 Übergangskriechen während des Aufheizens	68
3.1.3 Übergangskriechen während des Abkühlens	73
3.1.4 Übergangskriechen nach Vortemperieren	74
3.2 Literatur	75

	Seite
4. Thermische Kennwerte von Stahl	100
4.1 Temperaturabhängige Festigkeit	100
4.2 E-Modul	100
4.3 Thermische Dehnung	101
4.4 Relaxation	102
4.4.1 Versuchsprogramm und -durchführung	103
4.4.2 Versuchsergebnisse	104
4.4.3 Beschreibung des Relaxationsverhaltens	105
4.4.3.1 Isothermische Relaxation	105
4.4.3.2 Anisothermische Relaxation	108
4.5 Literatur	109
5. Zusammenfassung	128

0. Einleitung

Der vorliegende Bericht enthält eine Zusammenstellung von Materialdaten und -kennwerten, die sich auf das mechanische Verhalten von Basaltbeton und Spannstahl bei normalen und bei hohen Temperaturen beziehen. Sie sollen als Eingangsdaten vom Institut für Nukleare Sicherheitsforschung der Kernforschungsanlage Jülich für eine Hochtemperaturreaktor-Sensitivitätsstudie verwendet werden, die mit dem Rechenprogramm SMART durchgeführt werden soll. SMART benötigt für das Berechnen der Grenztragfähigkeit des Spannbetonreaktordruckbehälters und seines Verhaltens bei Störfällen - einschließlich hypothetischer Störfälle - bestimmte analytische Funktionen, die entsprechend dem tatsächlichen Materialverhalten temperatur-, feuchte-, und/oder belastungsabhängig zu formulieren sind.

Im einzelnen enthält die Zusammenstellung Angaben zum elastischen Verhalten, der Festigkeit und dem Kriechen von Basaltbeton sowie Angaben zu den entsprechenden Eigenschaften von Spannstahl. Die Daten konnten zum überwiegenden Teil aus verfügbaren Berichten über Untersuchungen der Hochtemperatureigenschaften entnommen werden. In einzelnen Fällen mußte jedoch auch auf die in der Literatur veröffentlichten Daten vergleichbarer Werkstoffe zurückgegriffen werden. Die Angaben zur biaxialen Festigkeit des Basaltbeton entstammen zum Teil gesondert ausgeführten Versuchen.

1. Elastizitätsmodul

Im Rahmen der Untersuchungen zum mechanischen und thermischen Verhalten des HRB-Basaltbetons wurden die verschiedenen, reaktorspezifischen Einflüsse auf den Elastizitätsmodul ermittelt. In den einzelnen Forschungsvorhaben wurde stets die gleiche Betonzusammensetzung benutzt. Alle Proben wurden nach der Betonage bis zum Ausschalen nach einem Tag feucht gehalten und anschließend bis zum Versuchsbeginn unter Wasser gelagert. Sie waren zu Versuchsbeginn mindestens 90 Tage alt. Als Probekörper wurden Zylinder \varnothing 80 mm, $l = 240$ mm und \varnothing 150 mm, $l = 300$ mm /1.1 bis 1.5/ verwendet.

Bei den Untersuchungen wurden neben der Temperatur - jedoch immer in Verbindung mit ihr - die folgenden Parameter variiert :

- Belastungsalter
- Aufheizgeschwindigkeit
- Versiegelung (Feuchte)
- Belastungsgrad und
- Temperierungsdauer

Die E-Moduln wurden bei Raumtemperatur vor der Temperierung, dann häufig nach Erreichen der Prüftemperatur, und sofern möglich, auch nach dem anschließenden Abkühlen bei Raumtemperatur gemessen. Bei einigen Prüfungen wurde der Elastizitätsmodul ausschließlich nach dem Wiederabkühlen ermittelt. Bei der Prüfung der Betonzylinder mit dem kleineren Durchmesser (\varnothing 80 mm) wurden die Proben i.a. dreimal bis etwa $\beta_D/3$ be- und entlastet und der E-Modul als Sekantenmodul des dritten Belastungsastes bestimmt. Die Proben mit dem größeren Durchmesser wurden in der überwiegenden Anzahl gemäß DIN 1048 geprüft. Mit Vergleichsversuchen konnte nachgewiesen werden, daß die unterschiedlichen Probengrößen und die unterschiedlichen Prüfmethoden keinen beobachtbaren Einfluß auf die gemessenen E-Modulwerte haben.

1.1 Abhängigkeit des E-Moduls vom Belastungsalter

Das Belastungsalter hatte bei den vorliegenden Versuchen keine Auswirkung auf die Größe des Elastizitätsmoduls. Dies gilt sowohl für das Bestimmen

des E-Moduls bei Prüftemperatur, als auch für den Rest-E-Modul nach vorangegangener Temperierung. Andere Forscher bestätigen diese Beobachtungen /1.6 bis 1.8/.

1.2 Abhängigkeit des E-Moduls von der Aufheizgeschwindigkeit

Für die Versuche zum Bestimmen der Hochtemperaturfestigkeit /1.5/ wurden die Aufheizgeschwindigkeiten $\dot{\theta} = 5 \text{ K/h}$ und $\dot{\theta} = 20 \text{ K/h}$ gewählt. Für die im Versuch bestimmten Werte der Elastizitätsmoduli konnte keine Abhängigkeit im Rahmen der genannten Aufheizgeschwindigkeiten festgestellt werden.

1.3 Abhängigkeit des E-Moduls von der Feuchte

Der Einfluß der Feuchte wurde speziell bei den Dauertemperaturversuchen /1.1/ untersucht. Bei einer Versuchsreihe wurde mit versiegelten Proben, bei anderen wurde mit unversiegelten Proben experimentiert. In beiden Fällen waren die Probekörper während der Temperierung unbelastet. Im Versuch erfolgte das Aufheizen bis zur jeweiligen Temperaturstufe mit $\dot{\theta} = 5 \text{ K/h}$. Nach den Haltezeiten von 1, 7, 28, 90 und 360 Tagen auf der Temperatur wurden die Proben mit $\dot{\theta} \leq 5 \text{ K/h}$ auf Raumtemperatur abgekühlt und anschließend geprüft.

In Bild 1.1 sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt, die nach 7 tägiger Temperierung erhalten wurden. Die unversiegelt aufgeheizten Proben zeigten einen monotonen Abfall des Rest-E-Moduls mit der Temperatur. Der Wert lag für Proben, die bei 300 °C temperiert wurden, nurmehr bei 32,3 % des Ausgangswertes.

Der Rest-E-Modul der versiegelt aufgeheizten Probekörper liegt für 70 °C um 4,1 % über dem Vergleichswert bei 20 °C. Oberhalb von 70 °C fällt der E-Modul monoton bis auf 62,8 % bei 200 °C ab. Die an versiegelten Proben bestimmten Werte liegen deutlich oberhalb der Werte für unversiegelte Versuchskörper. Dieser Unterschied wird mit steigender Temperatur etwas geringer.

Bei unversiegelten Proben wird die starke Abnahme des Elastizitätsmoduls mit steigender Temperatur hauptsächlich durch das Schwinden beim Austrock-

nen des Zementsteins verursacht. Infolge des gleichzeitigen Ausdehnens der Zuschläge entstehen in der Kontaktzone zwischen Feinmörtelmatrix und Zuschlagkorn Mikrorisse. Diese Risse führen zu einem Absinken der Steifigkeit. Bei versiegelt temperierten Proben treten ebenfalls die vorgenannten Effekte auf. Da jedoch kein Austrocknen stattfindet, sind die auftretenden "Schwindverkürzungen" des Zementsteins geringer als bei unversiegelt temperierten Proben. Gleichzeitig wird Strukturvergrößerungen des Zementsteins, die zum Abfall des E-Moduls beitragen, durch hydrothermale Phaseneubildung entgegengewirkt /1.1/. Die gemachten Beobachtungen stimmen auch mit anderen Veröffentlichungen /1.6/ überein.

Die im folgenden diskutierten Versuche sind zum überwiegenden Teil sowohl mit versiegelten, als auch mit unversiegelten Proben durchgeführt worden, sodaß die simultane Einwirkung von erhöhter Temperatur, mechanischer Belastung und Feuchtigkeit versuchsmäßig abgedeckt ist. Die entsprechenden Ergebnisse wurden in den anschließenden Kapiteln jeweils unter den Hauptversuchsparametern, z. B. Höhe der mechanischen Belastung während der Temperierung, Temperatur, Temperierungsdauer etc. diskutiert.

1.4 Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls von der Temperatur

Der Einfluß der Temperatur auf den E-Modul wurde bis maximal 600 °C untersucht, jedoch im Temperaturbereich 300 °C - 600 °C nur mit unversiegelten Betonproben. Bei den Versuchen im Temperaturbereich 400 °C - 600 °C wurden zylindrische Proben \varnothing 80 mm, $l = 240$ mm verwendet, bis 300 °C Zylinder \varnothing 150 mm, $l = 300$ mm. Die Proben wurden unter einer mechanischen Belastung von 15 N/mm^2 aufgeheizt. Nach Erreichen der Prüftemperatur wurde der E-Modul jeweils durch dreimaliges Be- und Entlasten bestimmt. Die Oberspannung lag bei $\beta_D/3$. Der E-Modul wurde als Sekantenmodul des dritten Belastungsastes bestimmt /1.4, 1.5/.

Die sehr große Nichtlinearität der σ - ϵ -Linie bei höheren Temperaturen macht den Wert des E-Moduls sehr stark von der gewählten Ober- bzw. Unterspannung abhängig (Bild 1.2) /1.3/. Dies kann bei unkritischer Übernahme der E-Moduln in Berechnungen dazu führen, daß bei niedrigen Spannungsniveaus und hohen Temperaturen die tatsächlich auftretenden Verformungen unterschätzt

werden, insbesondere dann, wenn der entsprechende Querschnitt während des Aufheizens nicht mechanisch belastet ist.

Der Elastizitätsmodul belasteter Proben (Bild 1.3) fällt zunächst bis 120 °C auf 76,3 % des Wertes bei 20 °C ab (vgl. auch Kap. 1.5) und verändert sich danach bis 300 °C nur unwesentlich. Oberhalb von 300 °C findet erneut ein Abfall des E-Moduls bis auf 50,7 % bei 600 °C statt.

Unbelastet aufgeheizte Proben weisen bereits bei 120 °C einen um 12,1 % niedrigeren Elastizitätsmodul auf als belastete Proben (Bild 1.3). Dieser Abfall setzt sich - abweichend vom Verhalten belasteter Proben - bis 300 °C fort. Der bei dieser Temperatur bestimmte Wert liegt nurmehr bei 39,3 % des Ausgangsmoduls und 35,3 % unter dem der belasteten Proben.

Vergleicht man die bei Prüftemperatur bestimmten Elastizitätsmoduli mit denen, die nach vorangegangener Temperierung und anschließendem Abkühlen bei Raumtemperatur bestimmt wurden (Bild 1.4), so fällt auf, daß die nach unterschiedlicher Temperierung ermittelten E-Modulwerte unbelasteter Proben im Rahmen üblicher Streuungen übereinstimmen.

Für belastet aufgeheizte Proben weichen die Werte stark voneinander ab. Eine einheitliche Tendenz kann aufgrund der wenigen untersuchten Temperaturstufen nicht angegeben werden.

1.5 Einfluß des Belastungsgrades auf den E-Modul

Während des Aufheizens und Temperierens vorhandene mechanische Belastungen bestimmen die Größe des Elastizitätsmoduls bei einer gegebenen Temperatur entscheidend mit, wie die bereits in den vorangegangenen Kapiteln diskutierten Bilder 1.2 bis 1.4 gezeigt haben. Belastet temperierte Proben haben immer einen höheren E-Modul als unbelastete Proben!

Zur Veranschaulichung sind in Bild 1.5 die temperaturabhängigen E-Modulverläufe eines dem Basaltbeton vergleichbaren hochfesten Betons dargestellt /1.9/. Die E-Moduln wurden auf drei verschiedene Arten ermittelt. Kurve 1 gibt die E-Moduln wieder, die im Warmkriechversuch kontinuierlich durch zyklische Be- und Entlasten der Proben zwischen 10 % und 30 % der Bruchlast bzw. $\sigma_2 = 9,1 \dots 27,3 \text{ N/mm}^2$ bestimmt wurden. Kurve 2 repräsentiert Werte,

die bei zyklischen Belastungen zwischen 0,2 % und 20 % bzw. $\sigma_1 = 0,2 \dots 18,2 \text{ N/mm}^2$ ermittelt wurden. Die Werte der Kurve 3 entstammen einem sog. stationären Versuch (Aufheizen ohne Last, 2 h halten nach Erreichen der Versuchstemperatur, Bestimmung des E-Moduls durch dreimaliges Be- und Entlasten bei konstanter Versuchstemperatur). Die E-Moduln verhalten sich bei einzelnen Versuchstemperaturen sogar wie 1 : 5.

In /1.10/ wurde der Einfluß des Belastungsniveaus auf den Hochtemperatur-E-Modul speziell untersucht. Dazu wurden zylindrische Proben ($\varnothing = 8 \text{ cm}$, $l = 30 \text{ cm}$) aus einem portlandzementgebundenen Kiesbeton mit 2 K/min unter einer Belastung von jeweils 0, 10, 20, 30, 40, 50 und 60 % auf verschiedene Temperaturen aufgeheizt und ihr E-Modul durch dreimaliges Be- und Entlasten gemessen. Die erzielten Ergebnisse sind in Bild 1.6 zusammenfassend dargestellt.

Im Temperaturbereich von 20 °C bis 350 °C ist die Zunahme des E-Moduls jeweils im unteren Belastungsbereich am größten (unbelastete + mit 10 % belastete Proben), während bei mittleren Belastungsniveaus nur eine sehr geringe weitere Zunahme des E-Moduls auftritt. Bei sehr hohen Belastungsniveaus fällt der E-Modul wieder leicht ab. Im Temperaturbereich von 450 °C bis 750 °C ist der Unterschied im E-Modul zwischen belasteten Proben und unbelasteten Proben noch gravierender. So steigt der E-Modul der auf 750 °C aufgeheizten Proben bei einem Belastungsgrad von $P = 20 \%$ auf den 4-fachen Wert der unbelastet auf 700 °C aufgeheizten Probe.

Auffallend ist bei den thermisch höher belasteten Proben (Temperaturbereich 450 - 750 °C), daß der E-Modul im Belastungsbereich 10 % bis 20 % noch einmal kräftig ansteigt. Bei relativ hohen Belastungsgraden fällt jedoch auch hier, wie im Temperaturbereich 150 °C bis 350 °C der E-Modul wieder ab.

Der Verlauf des nach Wiederabkühlen in Abhängigkeit vom Belastungsgrad gemessenen E-Moduls unterscheidet sich im Temperaturbereich 150 °C bis 200 °C nur geringfügig von den im Heißen gemessenen Werten (vgl. /1.10/). Ab 350 °C liegen die nach Wiedererkalten gemessenen E-Moduli deutlich unter den im Heißen gemessenen Werten. Der tendenzielle Verlauf der Kurven, d. h. bei niedrigen Belastungsgraden starker Anstieg des E-Moduls mit dem Belastungsgrad, im mittleren Belastungsbereich Konstanz des E-Moduls, bei höhe-

ren Belastungsgraden Abnahme des E-Moduls mit zunehmendem Belastungsgrad, bleibt auch nach Wiedererkalten erhalten.

In der Tendenz folgen die mit Basaltbeton erzielten Versuchsergebnisse (vgl. die folgenden Bilder 1.7 und 1.8) weitgehend den Versuchsergebnissen, die mit portlandzementgebundenem Kiesbeton /1.10/ und dem hochfesten Beton /1.9, 1.1/ erhalten wurden. Beim Vergleich der Ergebnisse ist jedoch zu beobachten, daß es sich bei den in den Bildern 1.7 und 1.8 angegebenen Werten um die bei den Hochtemperaturkriechversuchen bzw. bei den Dauerstandsversuchen nach Wiederabkühlung gemessenen E-Modul handelt, während es sich bei den Werten in den Bildern 1.5 und 1.6 um Hochtemperatur-E-Moduli handelt.

1.6 Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperierungsdauer

Die Dauer der Temperierung hat auf den E-Modul unversiegelter, unbelasteter Proben (Bild 1.9) einen deutlichen Einfluß. Der Elastizitätsmodul sinkt im untersuchten Temperaturbereich (70 °C, 120 °C, 200 °C und 300 °C) während des ersten Tages der Temperierung stark ab. Der Verlauf der weiteren Reduzierung des E-Moduls wird stark von der Entwässerungsgeschwindigkeit und diese wiederum vom vorhandenen Temperaturniveau bestimmt: Proben, die auf 200 °C bzw. 300 °C aufgeheizt sind, verlieren das bei diesen Temperaturen verdampfbare Wasser größtenteils innerhalb eines Tages. Deshalb sinkt der E-Modul während der weiteren Tage kaum noch ab. Bei 70 °C und 120 °C verläuft die Entwässerung langsamer; entsprechendes gilt für die Abnahme des E-Moduls.

Das Verhalten versiegelter, unbelasteter Proben weicht von dem Verhalten unversiegelter Versuchskörper deutlich ab (Bild 1.9). Auf 70 °C temperierte Proben erfahren zunächst eine geringe Reduktion des E-Moduls nach einem Tag. Nach 7 Tagen ist dieser Abfall überkompensiert worden. Der gemessene Wert liegt 4 % über dem Ausgangswert. Danach erfolgt ein neuerlicher Abfall bis auf einen Grenzwert von 93 % des ursprünglichen E-Moduls. Der Effekt der Kompensation des anfänglichen Verlusts im E-Modul ist auch bei 120 °C und 200 °C festzustellen. Die bei 120 °C temperierten Proben übertreffen nach einjähriger Lagerung den Ausgangswert um 11 %. Die Lagerung bei 200 °C hat dagegen nur eine geringe Auswirkung. Der anfängliche Abfall auf 66 % nach einem Tag wird nach 28 Tagen auf 71 % reduziert. Die wiedergewonnene

Steifigkeit kann durch hydrothermale Reaktionen erklärt werden, die im versiegelten Probekörper ablaufen können.

Unversiegelte Proben, die belastet aufgeheizt wurden werden mit steigender Temperierungshöhe zunehmend länger beeinflusst: Die Elastizitätsmoduln erreichen bei 70 °C bereits nach einem Tag ihren Endwert; bei Proben, die bei 95 °C gelagert wurden, ist dies nach 28 Tagen und bei denen die bei 120 °C gelagert wurden, nach 56 Tagen der Fall. Der beobachtete Effekt ist jedoch sehr gering (Bild 1.10).

1.7 Abhängigkeit des E-Moduls von der Betonfeuchte

In den vorangegangenen Kapiteln wurde gezeigt, daß die Betonfeuchte einen erheblichen Einfluß auf die Temperaturabhängigkeit des E-Moduls besitzt. Für die analytische Beschreibung der Abhängigkeiten des E-Moduls von den verschiedenen Parametern ist es deshalb erforderlich, die Feuchteverhältnisse im Beton des Reaktors kurz darzustellen.

Entsprechend dem Mischungsaufbau (vgl. Tabelle 1.1) und dem Eigenwassergehalt des Basaltzuschlages (vgl. /1.13/) errechnet sich der Gesamtwassergehalt des HRB-Basaltbetons zu 198,5 l/m³ Beton.

Bei dieser Berechnung wurde vorausgesetzt, daß der Betonverflüssiger einen Wasseranteil von 80 % besitzt und der Retarder wenigstens einen Wassergehalt von 50 % aufweist. Außerdem hat die Analyse der in /1.1/ angegebenen Versuchsdaten ergeben, daß die Betonprobekörper im Verlauf ihrer Wasserlagerung über 90 Tage durchschnittlich 30 l Wasser pro m³ Beton aufnehmen, so daß bei den versiegelt und unversiegelt geprüften Betonproben, die ebenfalls wenigstens 90 Tage unter Wasser lagerten, von einem Gesamtwassergehalt von 228,5 l auszugehen ist. Für den Beton des Bauwerks ist entsprechend der Tabelle 1.1 nur mit einem Gesamtwassergehalt von 198,5 l zu rechnen, da dem Beton von außen kein weiteres Wasser zugeführt wird.

Die beiden unterschiedlichen Gesamtwassergehalte sind in Bild 1.11 mit einer waagerechten, durchgezogenen Linie (Wassergehalt von Betonproben, die mit Wasserüberschuß versiegelt wurden) und durch eine gestrichelte Linie (Wassergehalt des Massenbetons eines Bauwerks) dargestellt. Die in Bild

Tabelle 1.1: Berechnung des Gesamtwassergehaltes des HTR-Basaltbetons

Baustoffe	Gehalt pro 1 m ³ Beton
HOZ 45 L (Hoesch)	390 kg
EFA-Füller	60 kg
Sand 0 - 2 mm	556,2 kg
Splitt 8 - 16 mm	927 kg
Kies 2 - 8 mm	370 kg
Wasser	176 l
Sikament BV*	4,68 l
Plastiment VZ**	0,78 l
Zugabewasser	180 l
Wasser aus dem Basaltzuschlag***	18,5 l
Gesamtwasser	198,5 l
Wasseraufnahme während der Wasserlagerung	30,0 l
Gesamtwassergehalt von wassergelagerten Proben	228,5 l

* Angenommener Feststoffgehalt 20 %

** Angenommener Feststoffgehalt 50 %

*** Glühverlust bei 1000 °C

1.11 eingetragenen Meßwerte (Kreuze), stammen aus den Dauerstandsversuchen mit unversiegelten, zylindrischen Proben (\varnothing 15 cm, L = 30 cm), die 365 Tage bei 70 bzw. 120 °C sowie 28 Tage bei 200 °C und 7 Tage bei 300 °C temperiert wurden. Es handelt sich also bei den Meßwerten um Gleichgewichts-Feuchtigkeitsgehalte bei den entsprechenden Temperaturen und trockener Luft. Zu den Meßwerten wurde noch die Eigenfeuchtigkeit des Basaltzuschlages addiert, deren Abhängigkeit von der Temperatur ebenfalls in Bild 1.11 dargestellt ist. Der Gesamtwassergehalt für Temperaturen oberhalb 300 °C wurde aus Versuchsdaten (vgl. /1.13/ bis /1.19/) unter Berücksichtigung der Verhältnisse des HTR-Basaltbetons errechnet.

Zusätzlich eingetragen in Bild 1.11 sind die 95 % r. F.-Isopsychre nach Budelmann /1.17/ sowie die 97 % r. F.-Isopsychre nach Hund und Kantelberg /1.19/. Die Isopsychren erfassen den Temperaturbereich bis 70 °C /1.19/ bzw. 95 °C /1.17/. Für Temperaturen bis 250 °C lassen sich Versuchswerte von Manns /1.14/ heranziehen.

Nach Versuchsdaten von Hilsdorf und Mitarbeitern /1.16/ finden hydrothermale Reaktionen auch dann noch statt, wenn der Ausgangsfeuchtegehalt des Betons auf ein Viertel reduziert worden ist. Dies betrifft den Temperaturbereich von 100 °C bis etwa 250 °C. Da hydrothermale Reaktionen nur bei Sättigungsfeuchte ablaufen können, ist davon auszugehen, daß die tatsächliche, relative Betonfeuchte selbst bei den angegebenen niedrigen Gesamtwassergehalten noch bei etwa 100 % liegt. Die nach den Versuchsdaten von Hilsdorf errechnete und in Bild 1.11 angegebene Kurve kann daher quasi als unterer Grenzwert einer 99,9 % r. F.-Isopsychre aufgefaßt werden.

Im Bild 1.12 sind aus Übersichtsgründen nochmals die aus den verschiedenen Versuchen abgeschätzten Isopsychren für eine r. F. von 97 % und für eine r. F. von rd. 0 % angegeben. Die Isopsychre für eine r. F. von rd. 0 % gibt den Wassergehalt freiaustrocknender Proben wieder, die Isopsychre für eine r. F. von 97 % stellt gewissermaßen den Grenzwert des Wassergehaltes dar, bei dem gerade noch hydrothermale Reaktionen vollständig ablaufen können. Die Isopsychre ist zwar bis zu Temperaturen von 850 °C dargestellt, aufgrund von Versuchserfahrungen ist davon auszugehen, daß wegen des hohen Wasserdampfdruckes ab etwa 300 °C der freiwerdende Wasserdampf in kältere Betonbereiche transportiert wird und dort kondensiert. Infolgedessen trocknen die Betonbereiche mit Temperaturen oberhalb 300 °C vollständig aus.

Im Temperaturbereich < 105 °C hängt die Gleichgewichtsfeuchte, die sich im Beton einstellt, sehr stark von der Umgebungsfeuchte ab. Grenzt der Beton beispielsweise an Luft von 20 °C und etwa 65 % r. F., so ist nach Budelmann /1.17/ (siehe auch nachfolgende Gleichung 1.1) mit dem in Bild 1.12 gepunktet dargestellten Verlauf des Wassergehaltes zu rechnen.

$$W_{\infty}(\vartheta) = 0,25 \, m \, Z + \frac{105 - \vartheta}{65} [0,21 \, m \, Z \, X + (w - 0,40 \, m) \, Z \, Y] \quad (1.1)$$

mit:

- W_{∞} = Gleichgewichtswassergehalt von Zementstein
- m = Hydratationsgrade (angenommen: $m = 0,74$)
- Z = Zementgehalt
- X, Y = Gel- und Kapillarwassergehalt nach Bild 1.13
- w = Wasserzementwert

Im Temperaturbereich oberhalb von 105 °C wird das sog. chemisch gebundene Wasser ausgetrieben. Auch in diesem Bereich wird der Feuchte- bzw. Wassergehalt von der Umgebungsfeuchte mitbestimmt. Die Menge des physikalisch bei Umgebungsfeuchten zwischen 0 und 97 % r. F. gebundenen Wassers ist im Vergleich zum Gesamtwassergehalt relativ gering. Im Mittel ändert sich beim Übergang von fast wassergesättigter auf total trockene Umgebung die Gesamtwassermenge nur um 8 - 10 l pro 1 m³ Beton.

Bei Temperaturen unter 105 °C kann das physikalisch gebundene Wasser die Menge des chemisch gebundenen Wassers zum Teil erheblich überschreiten. Für die Abhängigkeit zwischen physikalisch gebundener Wassermenge und Umgebungsfeuchte findet man in der Literatur verschiedene Ansätze. Der Feuchtigkeitsgehalt kann beispielsweise nach der folgenden von Budelmann /1.17/ angegebenen Gleichung berechnet werden.

$$u_m = \frac{0,21 \text{ m X} + (w - 0,40 \text{ m}) Y}{1 + 0,25 \text{ m}} \sqrt{\frac{105 - \vartheta}{65}} \quad (1.2)$$

mit

m = Hydratationsgrad

u_m = mittlerer Feuchtegehalt

$$u_m = \frac{G_f - G_{tr}}{G_{tr}} \cdot 100 \text{ [M.-\%]}$$

G_f = Gewicht des feuchten Betons

G_{tr} = Gewicht des bei 105 °C getrockneten Betons

Wie im Kapitel 1.3 gezeigt wurde, hängt der Verlauf des Elastizitätsmoduls sehr stark von den Feuchteverhältnissen während der Temperierung ab. Wird die Temperierung beispielsweise unter versiegelten Feuchtebedingungen gestartet, so fällt der Elastizitätsmodul bedeutend geringer aus als beim Beginn der Temperierung unter unversiegelten Bedingungen. Um den Elastizitätsmodul möglichst realistisch zu beschreiben, muß man also von den tatsächlich im Reaktor vorherrschenden Feuchte- und Temperaturverhältnissen ausgehen. Zur Illustration sind die Feuchte- und Temperaturverhältnisse nach verschiedenen Zeiträumen 1 - 4 in Bild 1.14 schematisch über der Wanddicke dargestellt. Man muß drei verschiedene Bereiche unterscheiden:

- Im Bereich 1 wird der Beton infolge der dort bei verschiedenen Betriebsbedingungen vorherrschenden erhöhten Temperaturen zunehmend entfeuchtet. Die thermische Belastung des Betons startet unter versiegelten Bedingungen.
- Im Bereich 2, dessen Ausdehnung sich mit der Temperierungsdauer und Höhe der thermischen Belastung verschiebt, herrschen immer versiegelte Bedingungen vor.
- Im Bereich 3 kann das Betonwasser frei nach außen abgeführt werden. Die Temperierung erfolgt hier praktisch unter unversiegelten Bedingungen.

1.8 Funktionelle Beschreibung

In Bild 1.15 ist eine Zusammenfassung der in den vorangegangenen Kapiteln diskutierten E-Modul-Werte gegeben, wie sie für den Bereich 1 in Abhängigkeit von der Temperatur zu erwarten sind. Mit sog. versiegelten Bedingungen, d. h. mit Umgebungsfeuchten nahe der Sättigungsfeuchte ist ungefähr bis 250 - 300 °C zu rechnen. Oberhalb von 250 °C ist der Sättigungsdampfdruck so hoch, daß sich der Zustand selbst im Inneren einer solch massiven Konstruktion nicht aufrechterhalten läßt. Es ist daher davon auszugehen, daß der Beton bei Temperaturen oberhalb von 250 - 300 °C vollständig entwässert (unversiegelte Bedingungen).

Aus den Ergebnissen, die in /1.4/ dargestellt sind, ist bekannt, daß die Betoneigenschaften nach Temperaturerhöhungen von ca. 80 - 100 °C ihre Abhängigkeiten von der thermisch-hygrischen Vorgeschichte verlieren, so daß für den E-Modul-Verlauf oberhalb von etwa 300 °C die gleichen Verhältnisse zu erwarten sind, wie bei völlig unversiegelt aufgeheiztem Beton.

Für den Bereich 2 ist mit den gleichen Abhängigkeiten des Elastizitätsmoduls von der Temperatur und der Feuchte zu rechnen, wie für den Bereich 1.

Im Außenbereich wird sich eine Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperatur einstellen, wie sie in Bild 1.16 dargestellt ist. Auch dieses Bild enthält in zusammenfassender Darstellung die E-Modul-Werte, die in den vorangegangenen Kapiteln näher erläutert worden sind. Die stark durchgezogene Linie stellt in Abhängigkeit von der Mitteltemperatur den E-Modul-Verlauf von un-

versiegelt und unbelastet aufgeheiztem Beton dar, wie er nach Beenden der Temperierung gemessen worden ist. Während des Aufrechterhaltens der Temperatur über einen längeren Zeitraum nimmt der E-Modul um einen geringen Betrag ab; dies wird dem Entfeuchten bei festgehaltener Temperatur zugeschrieben. Der E-Modul-Abfall wird als Funktion der Entfeuchtung im folgenden beschrieben. Durch eine mechanische Belastung des Betons kommt es zu einem deutlich geringeren Abfall des E-Moduls bei der Temperierung. Zu den E-Modul-Werten von unversiegelt und unbelastet aufgeheiztem Beton werden von der Belastung bzw. Temperatur abhängige Funktionen addiert, um diese Einflüsse zu berücksichtigen. Man erhält dann als E-Modul-Verlauf den in Bild 1.16 angegebenen, durch eine dünne Linie beschriebenen Verlauf. Als Hilfsfunktionen für die Beschreibung des Feuchteinflusses und des Belastungseinflusses während der Temperierung wurden die folgenden Ansätze herangezogen.

1. E-Modul der versiegelten, unbelasteten Probe im Temperaturbereich:

$$20\text{ °C} \leq \vartheta < 300\text{ °C}$$

$$E(\vartheta) = E(20\text{ °C}) \cdot (1 + 3,72 \cdot 10^{-3} (\vartheta - 20) - 4,96 \cdot 10^{-5} (\vartheta - 20)^2 + 1,02 \cdot 10^{-7} (\vartheta - 20)^3)$$

Einfluß des Belastungsgrades auf versiegelten Proben im Temperaturbereich: $20\text{ °C} \leq \vartheta < 300\text{ °C}$

$$\Delta E(\alpha) = a \cdot [E(20\text{ °C}) \cdot (-0,011 (\vartheta - 20) \cdot e^{(-1,92 \cdot 10^{-3} (\vartheta - 20))} - 7,15 \cdot 10^{-3} (\vartheta - 20)]$$

$$\begin{aligned} \text{mit } a &= 1,71 \cdot \sqrt[3]{\alpha} & \text{für } 0 \leq \alpha \leq 0,2 \\ a &= 1 & \text{für } \alpha > 0,2 \end{aligned}$$

mit α = Belastungsgrad

Oberhalb von 300 °C gelten die E-Modulfunktionen der unversiegelt aufgeheizten Proben.

2. E-Modul der unversiegelten, unbelasteten Proben

$$E(\vartheta) = E(20\text{ °C}) \cdot (0,09 + 0,303 \cdot 0,058 \cdot \sqrt{\vartheta - 20})$$

Einfluß der Feuchte auf unversiegelte Proben

$$\Delta E(u) = F \cdot \left[\frac{1,094 \cdot (\vartheta - 20)}{0,049 \cdot (\vartheta - 20)^2 + 0,679 \cdot (\vartheta - 20) + 335,7} \right]$$

mit $F = 1,053 \cdot u$ für $0 \leq u \leq 0,95$

$F = 1$ für $0,95 < u \leq 1$

mit $u = \text{Feuchte}$

Einfluß der Belastung auf unversiegelte Proben:

$$\Delta E(\alpha) = a \cdot (2,37 \cdot 10^{-3} (\vartheta - 20) \cdot e^{-3,14 \cdot 10^{-3} \cdot (y - 20)})$$

mit $a = 1,71 \cdot \sqrt[3]{\alpha}$ für $0 \leq \alpha \leq 0,2$

$a = 1$ für $\alpha > 0,2$

mit $\alpha = \text{Belastungsgrad}$

1.9 Literatur

- /1.1/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauertemperaturversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /1.2/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauerstandversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /1.3/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - E-Modulversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.

- /1.4/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturkriechversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1986.
- /1.5/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturfestigkeitsversuche, Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Januar 1989.
- /1.6/ Eibl, J.; Waubke, N.V.; Klingsch, W.; Schneider, U.; Rieche, G.: Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktor-druckbehälterbau, Heft 237 DAfStb, Berlin 1974.
- /1.7/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen, Heft 337 DAfStb, Berlin 1982.
- /1.8/ Lankard, D.R.; Birkimer, D.L.; Fondriest, F.F.; Snyder, M.J.: Effects of moisture content on the structural properties of portland cement concrete exposed to temperature up to 500F (260°C), ACI SP 25-3, Detroit, 1971.
- /1.9/ Diederichs, U.; Jumppanen, U.-M.; Penttala, V.: Material properties of High Strength Concrete at Elevated Temperatures, Proceedings of the 13th IABSE Congress, Helsinki, June 6-10, 1988, p. 489 - 494
- /1.10/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht des Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 für den Förderungszeitraum 1979 - 1983, TU Braunschweig, Mai 1983.
- /1.11/ Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.; Wydra, W.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht des Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 für den Förderungszeitraum 1984 - 1986, TU Braunschweig, Juli 1987.

- /1.12/ Schneider, U.; Nägele, E.; Brandau, A.: Dauerstandsversuche und E-Modul-Versuche unter versiegelten Bedingungen. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Fachbereich Bauingenieurwesen, Fachgebiet Baustoffkunde der Gesamthochschule Kassel, September 1986.
- /1.13/ Kordina, K.; Schneider, U.: Bestimmung der Wärmeleitfähigkeit des "Konstruktionsbetons 2.3" für den SNR-Kalker. Untersuchungsbericht Nr. 76/11 534 -Schu/Schr- des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau, TU Braunschweig, Dezember 1976.
- /1.14/ Manns, W.; Neubert, B.: Wassergehalt von Beton bei Temperaturen von 100 °C bis 500 °C im Bereich des Wasserdampfpartialdruckes von 0 bis 5,0 MPa. Forschungsbericht der Abtlg I - Baustoffe der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (Otto Graf Institut), Stuttgart, März 1988.
- /1.15/ Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider, U.: Experimentelle Untersuchung von Transportvorgängen und Porenstrukturen im Beton im Bereich der Verdampfung des Porenwassers (Phasenübergang). Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, August 1984.
- /1.16/ Seeberger, J.; Kropp, J.; Hilsdorf, H. U.: Festigkeitsverhalten und Strukturänderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 °C. DAFStb, Heft 360, Berlin 1985.
- /1.17/ Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- /1.18/ Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- /1.19/ Hundt, J.; Kantelberg, H.: Sorptionsuntersuchungen an Zementstein, Zementmörtel und Beton. DAFStb, Heft 297, Berlin 1978.

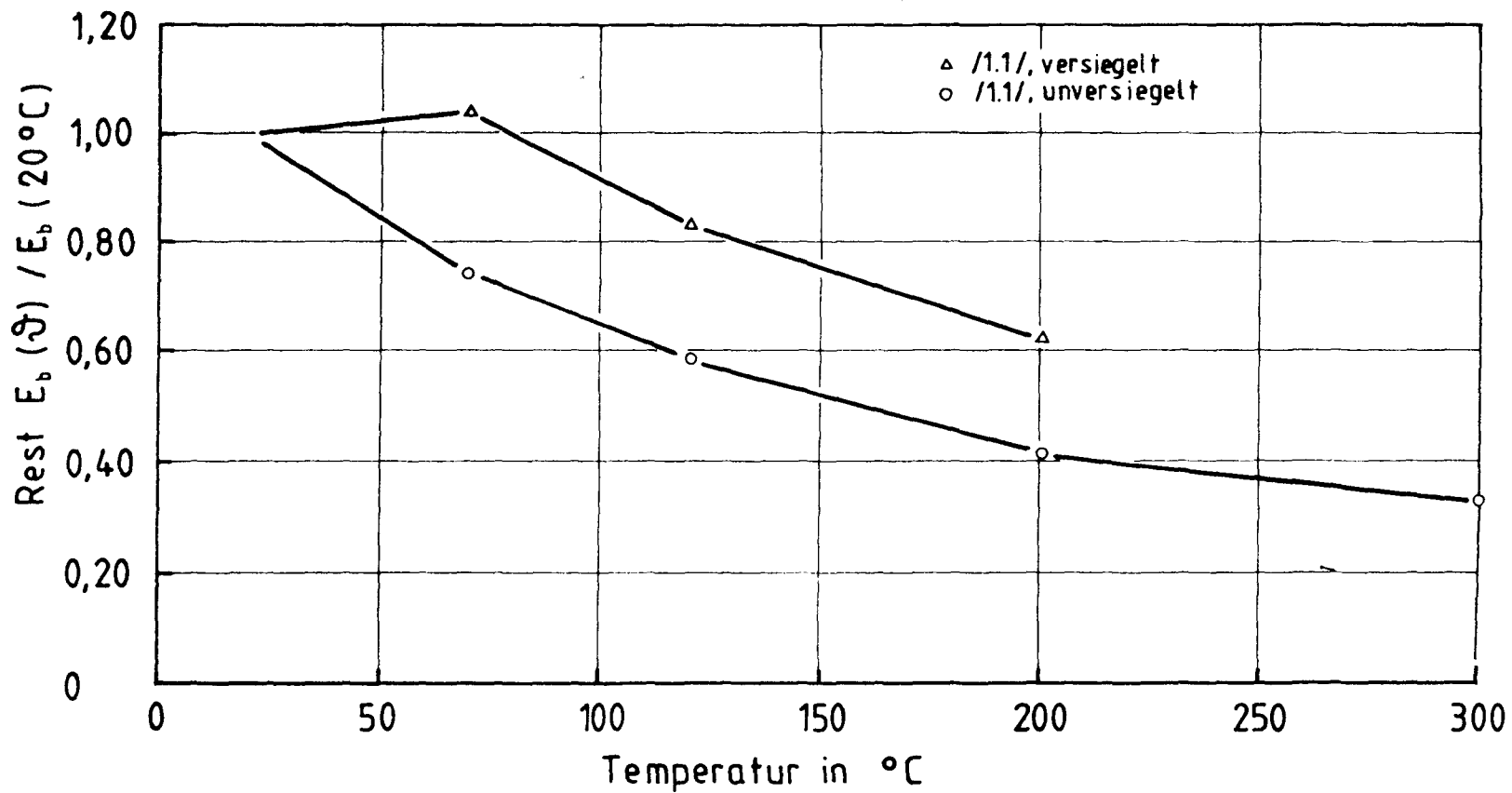


Bild 1.1: Einfluß der Versiegelungsart auf den Rest-E-Modul unbelasteter HRB-Basaltbetonproben

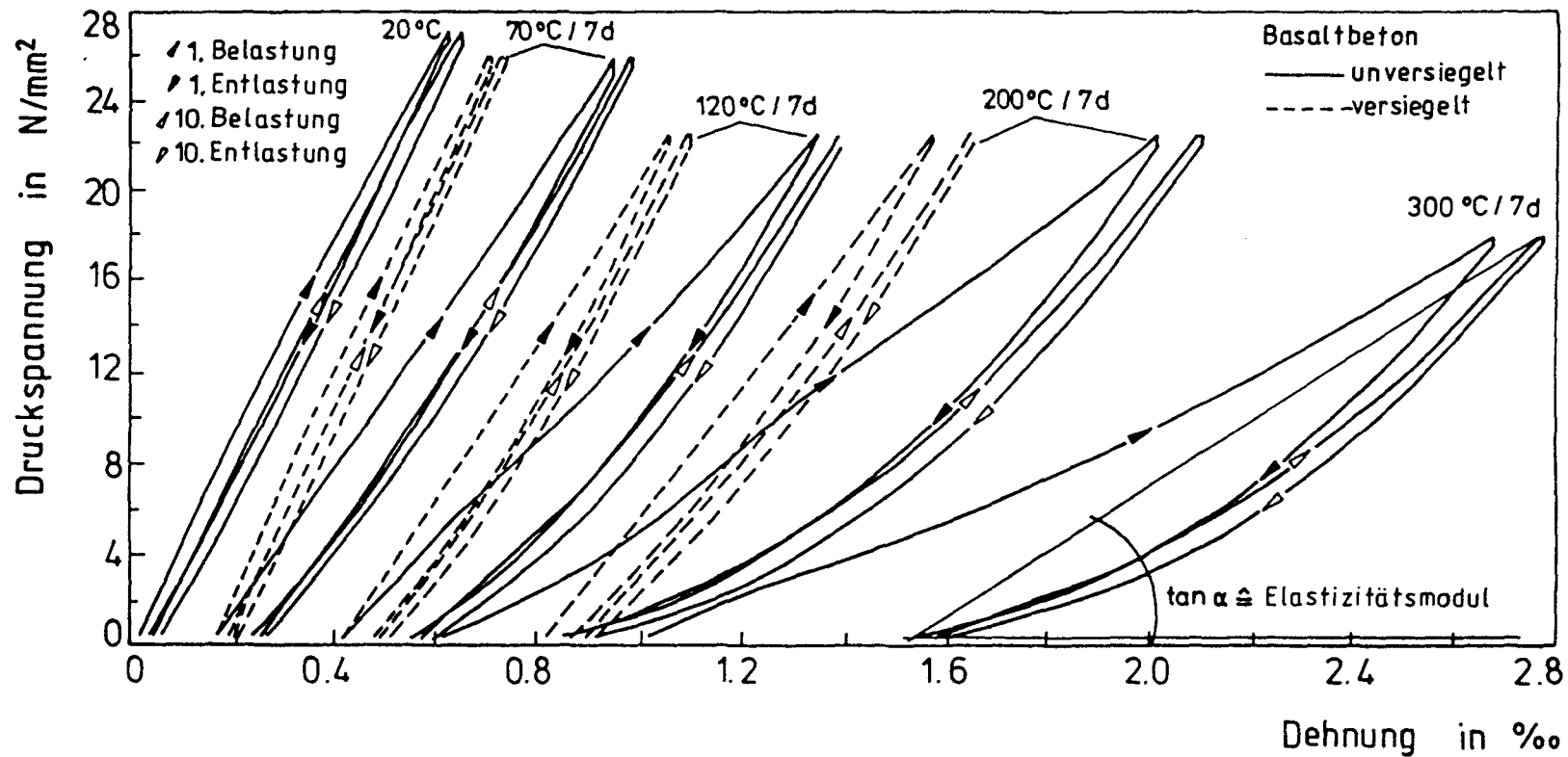


Bild 1.2: σ - ϵ -Verläufe von versiegelten und unversiegelten Basaltbetonproben, die einer siebentägigen Dauertemperaturbeanspruchung unterworfen waren

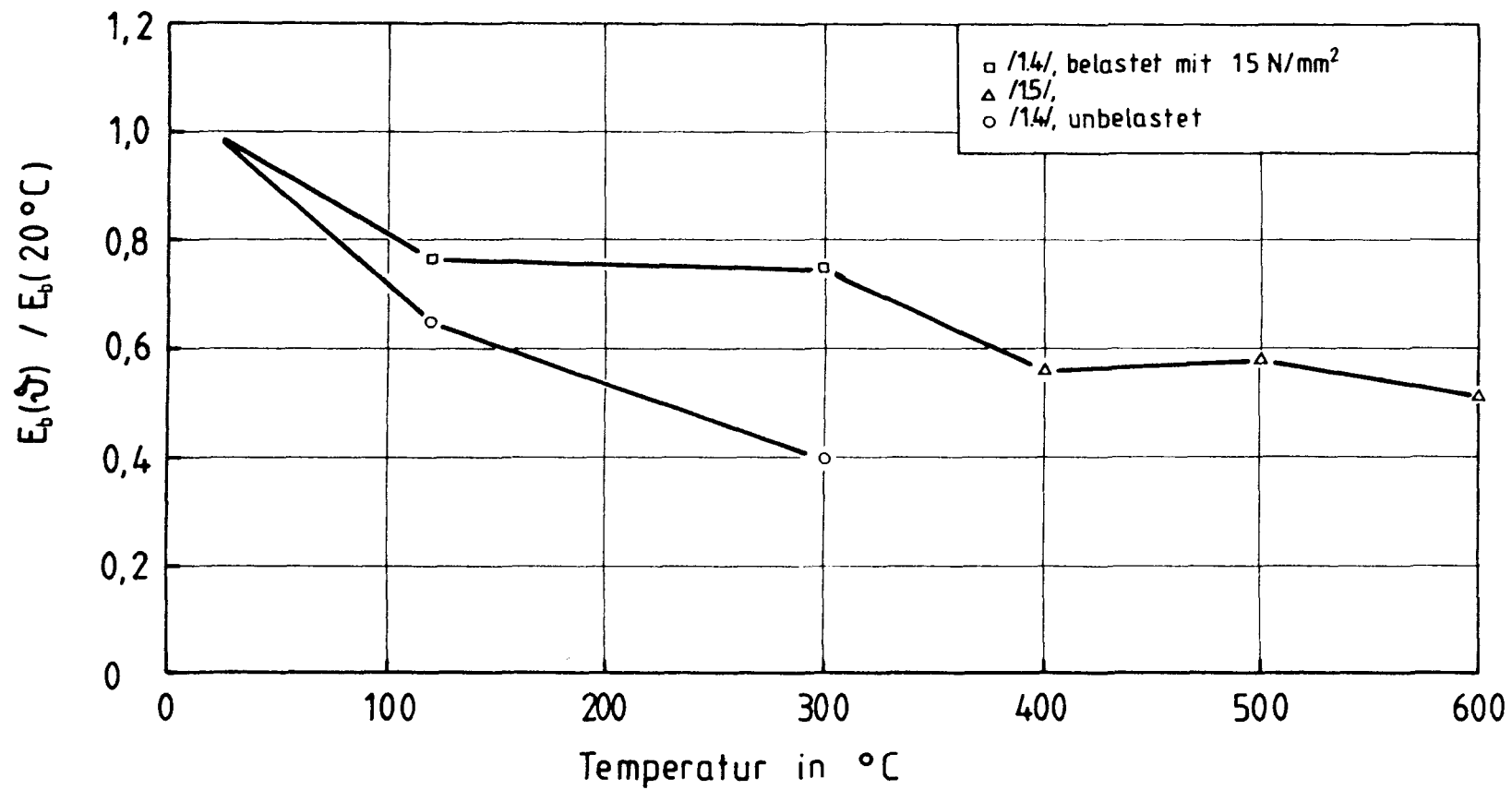


Bild 1.3: Einfluß der Temperatur auf den Elastizitätsmodul von unversiegeltem HRB-Basaltbeton

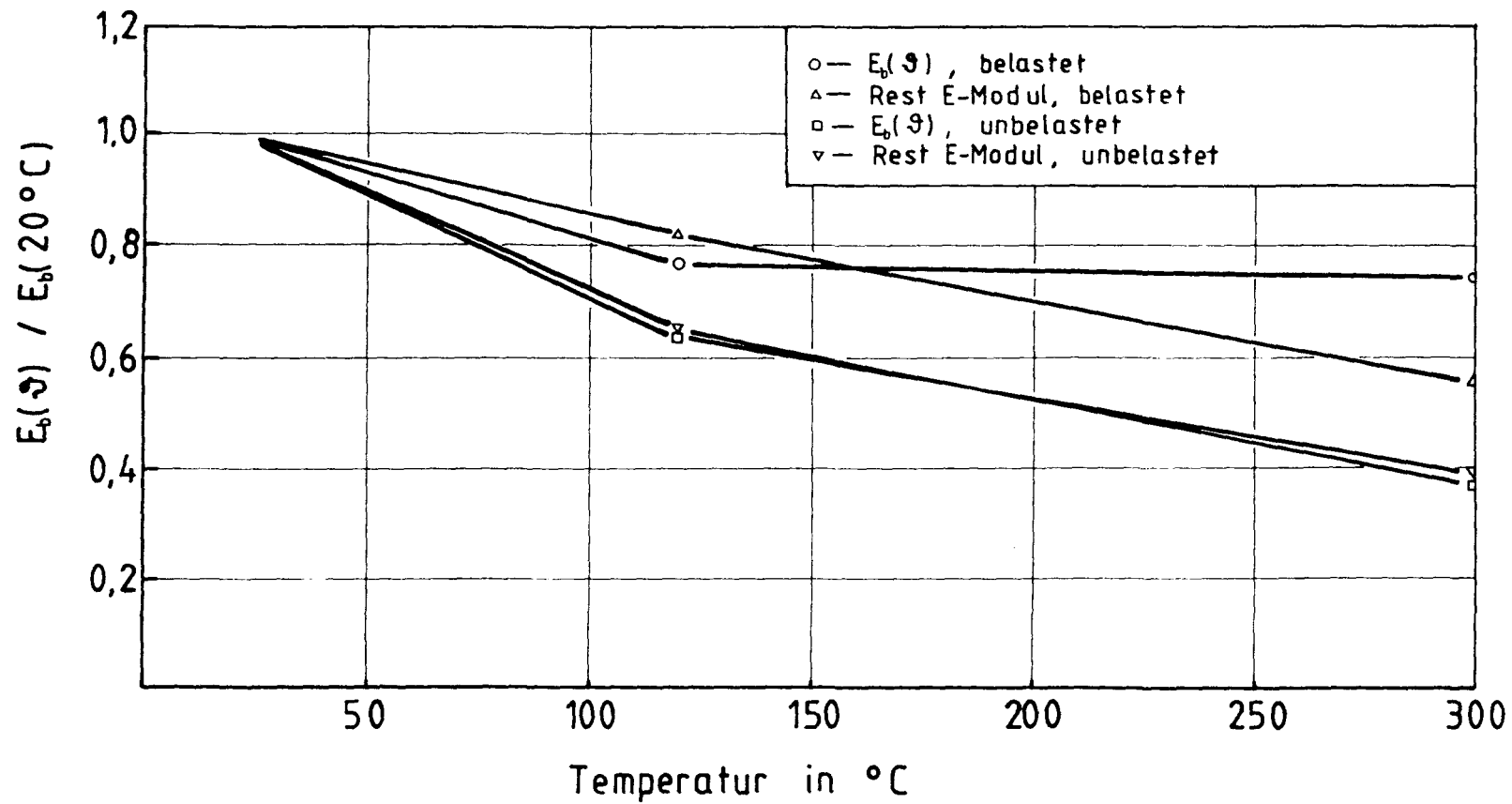


Bild 1.4: Vergleich der bei Prüftemperatur gemessenen Elastizitätsmoduln mit den Rest-E-Moduln

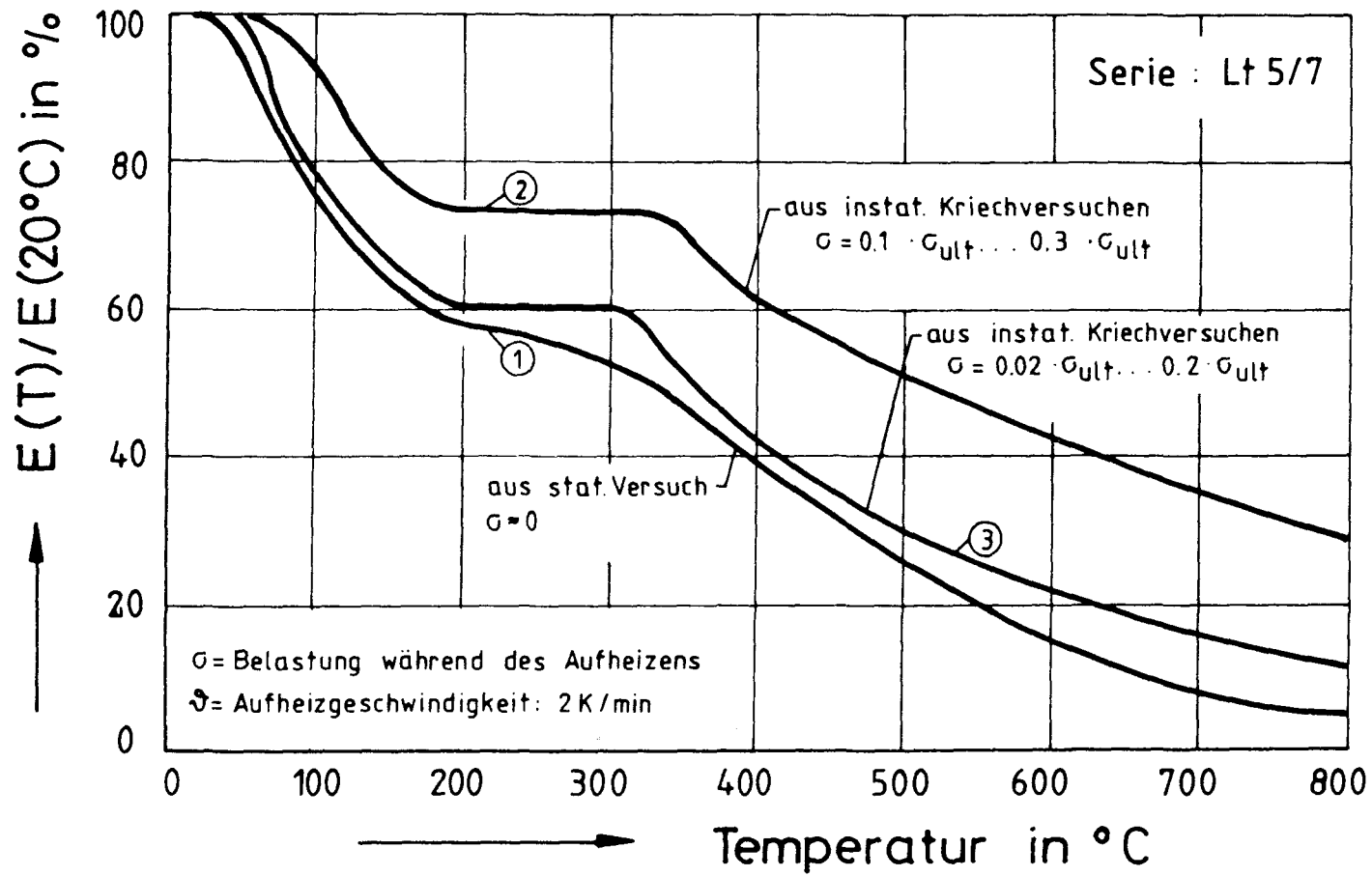


Bild 1.5: Gegenüberstellung unterschiedlich bestimmter E-Moduli.

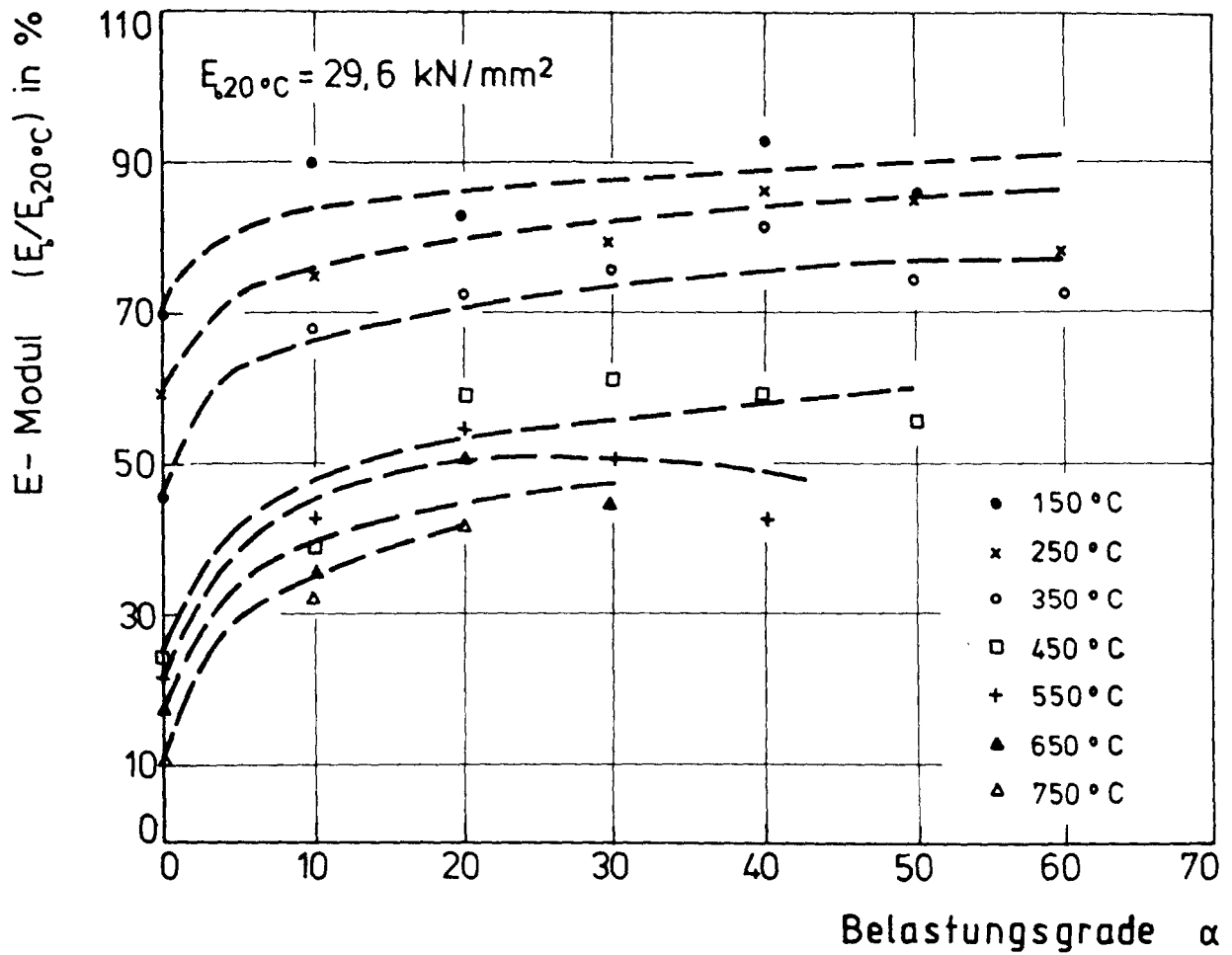


Bild 1.6: Hochtemperatur-E-Modul von portlandzementgebundenem Kiesbeton in Abhängigkeit von der Belastung während der Aufheizung

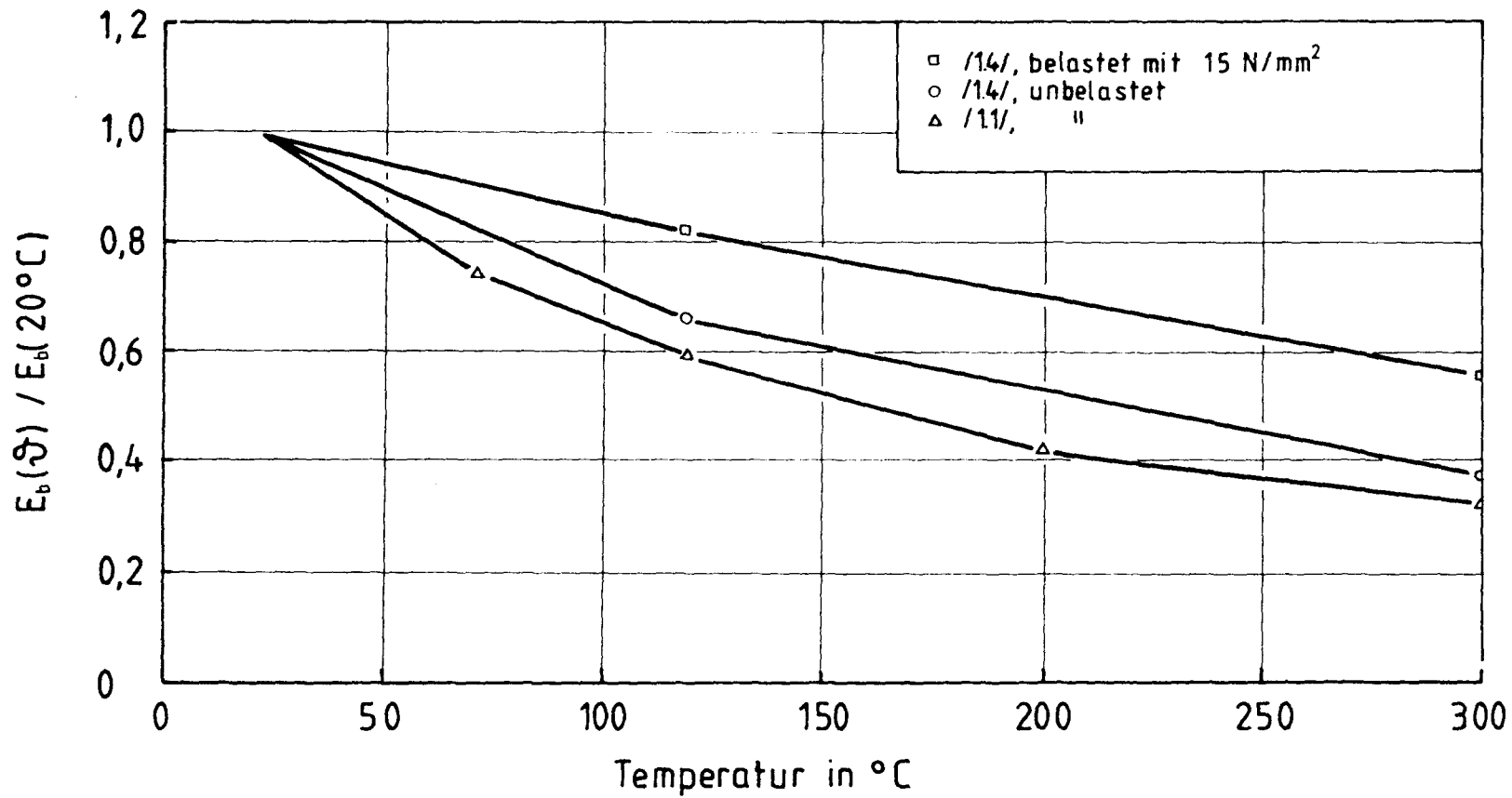


Bild 1.7: Rest-E-Modul von unversiegelt temperiertem HRB-Basaltbeton

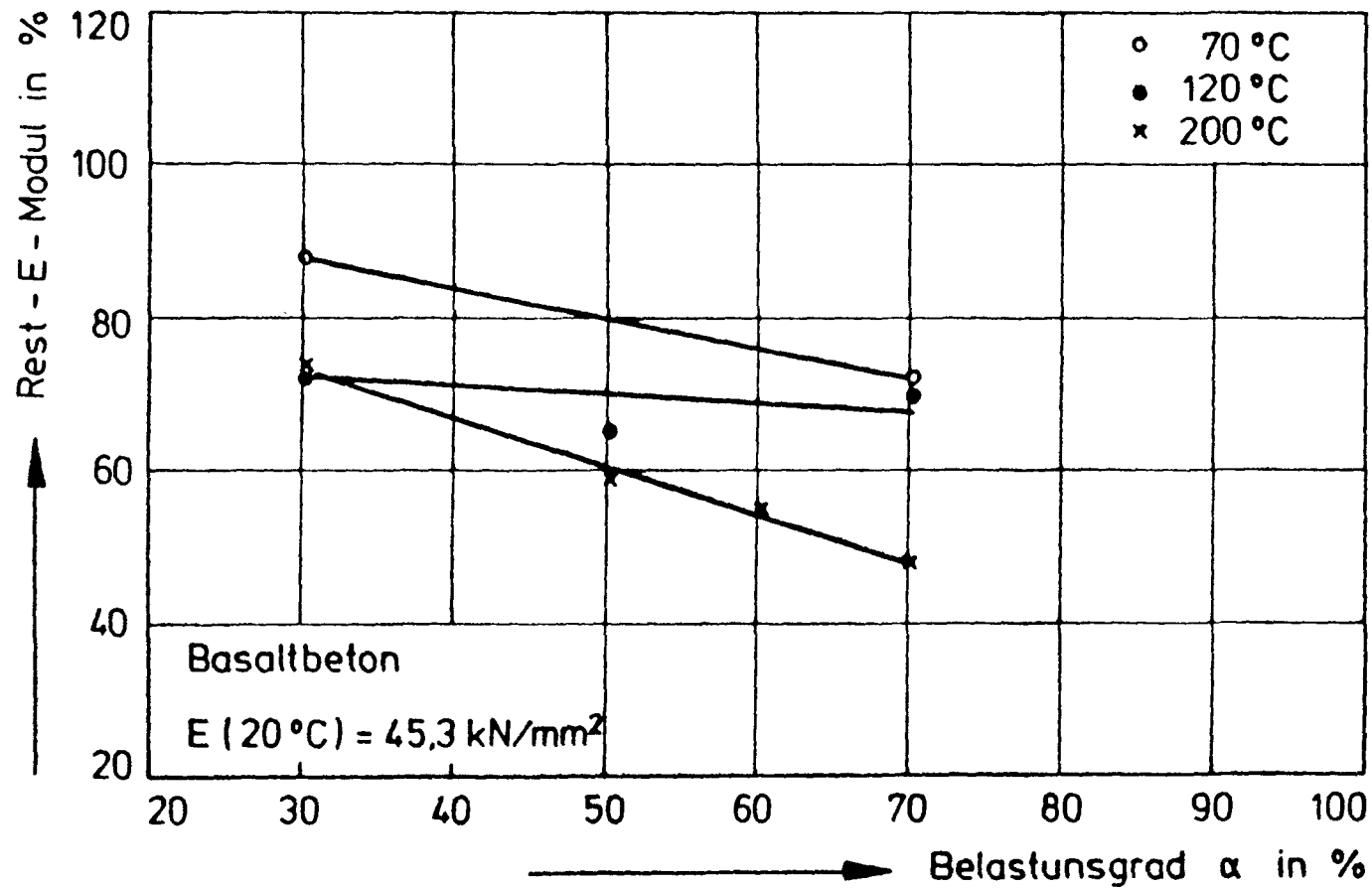


Bild 1.8: E-Modulverlauf des Basaltbetons, ermittelt im Anschluß an die Dauerstandsversuche an wiederabgekühlten Proben, in Abhängigkeit vom Belastungsgrad während der Dauerstandsprüfung

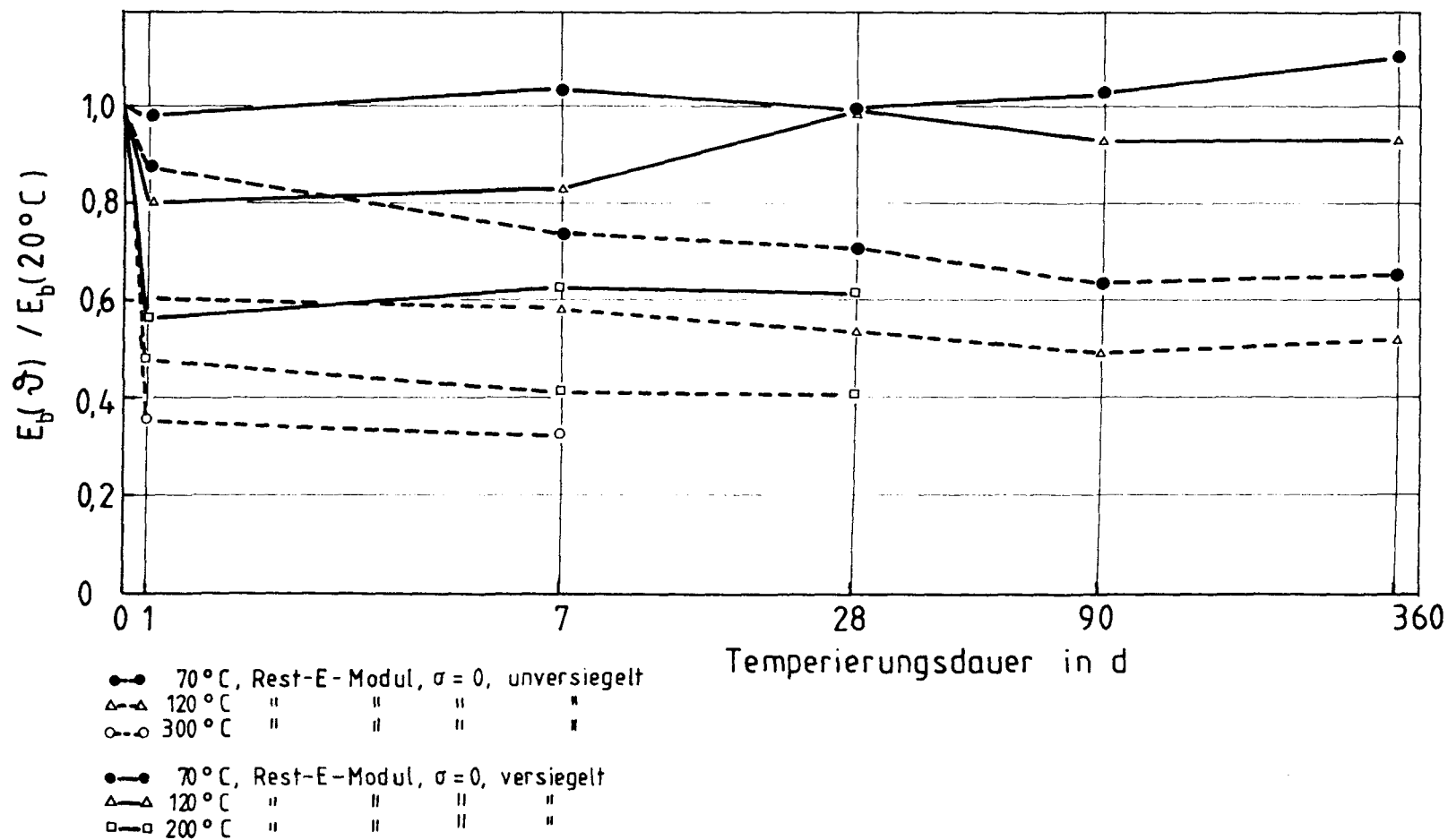


Bild 1.9: Einfluß der Temperierungsdauer auf den E-Modul von unbelastetem HRB-Basaltbeton

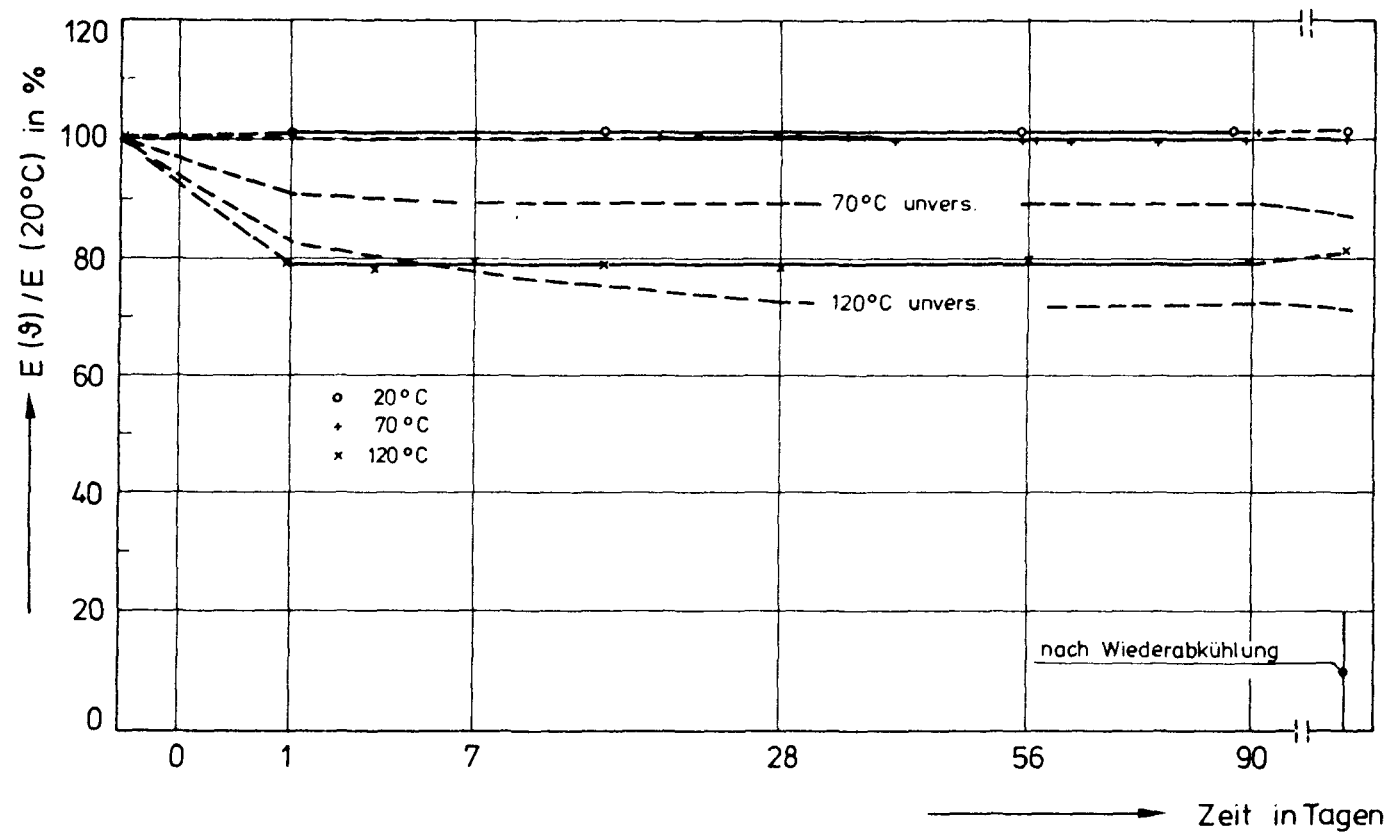


Bild 1.10: Einfluß der Temperierungsdauer auf den E-Modul von Basaltbetonproben, die während der Temperierung mit 15 N/mm^2 belastet waren

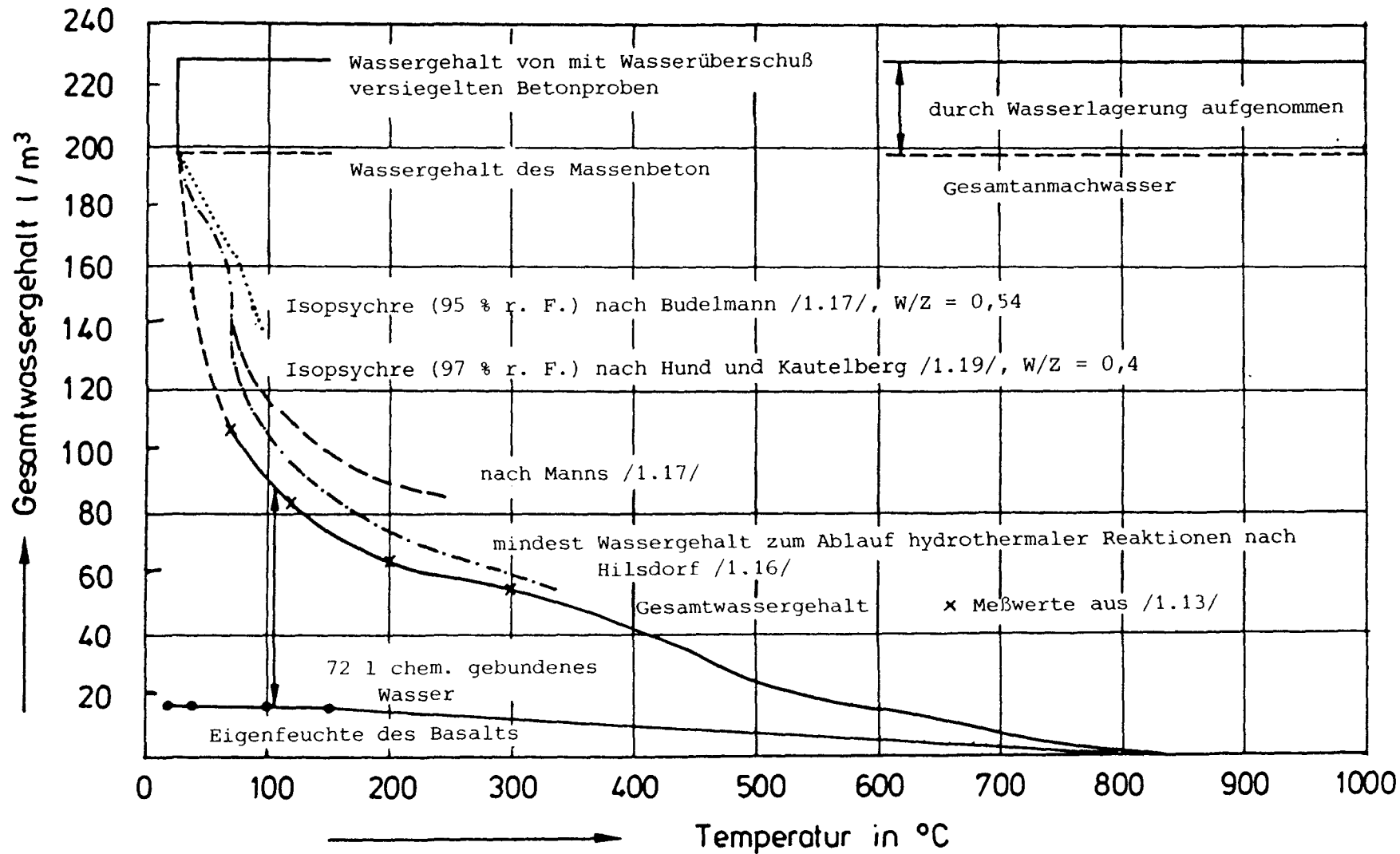


Bild 1.11: Gesamtwassergehalt des HTR-Basaltbetons im Gleichgewicht mit trockener Umgebungsluft und unter Sattedampfbedingungen.

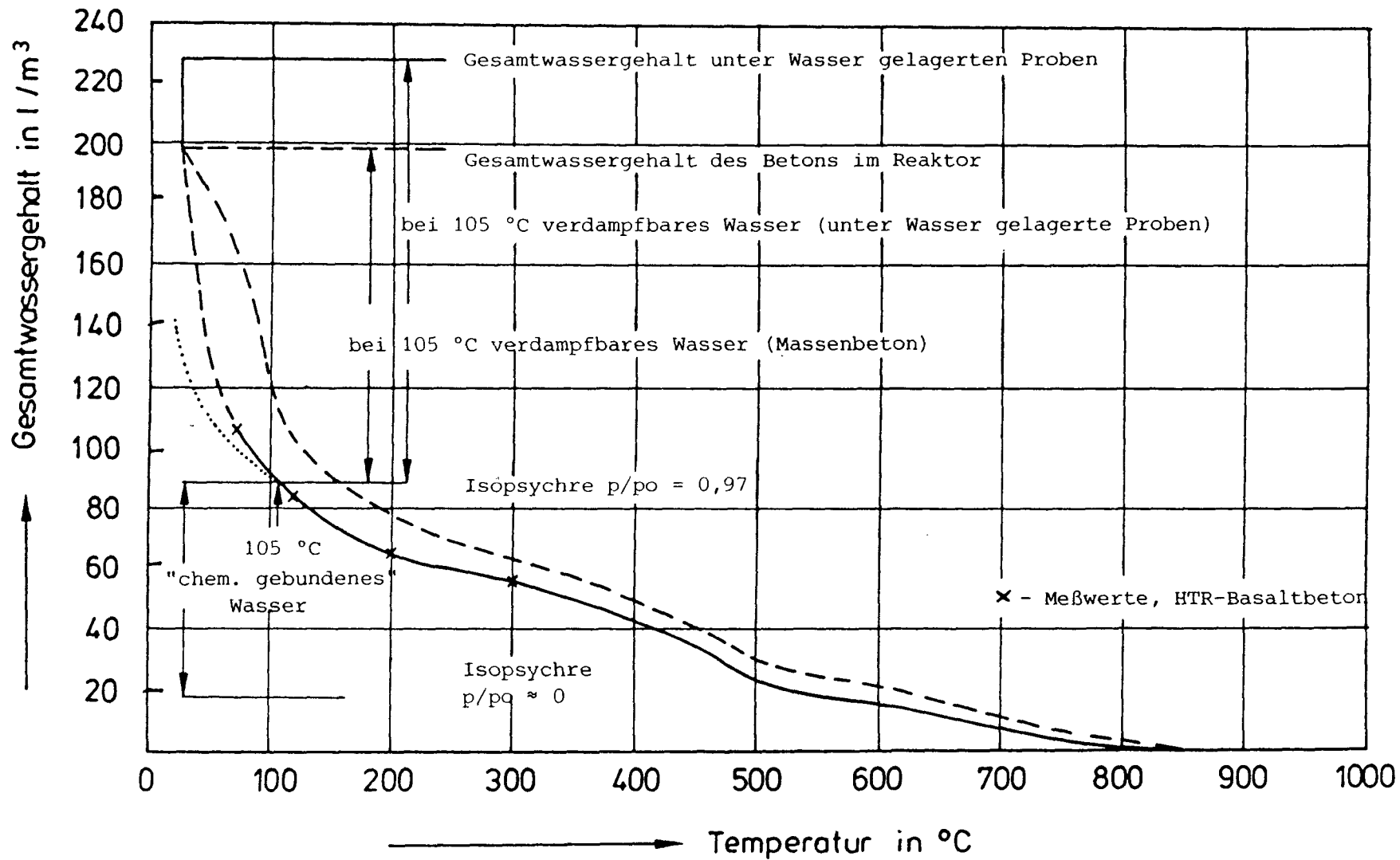


Bild 1.12: Isopsychren des HTR-Betons für eine relative Feuchte von 97% und von 0%.

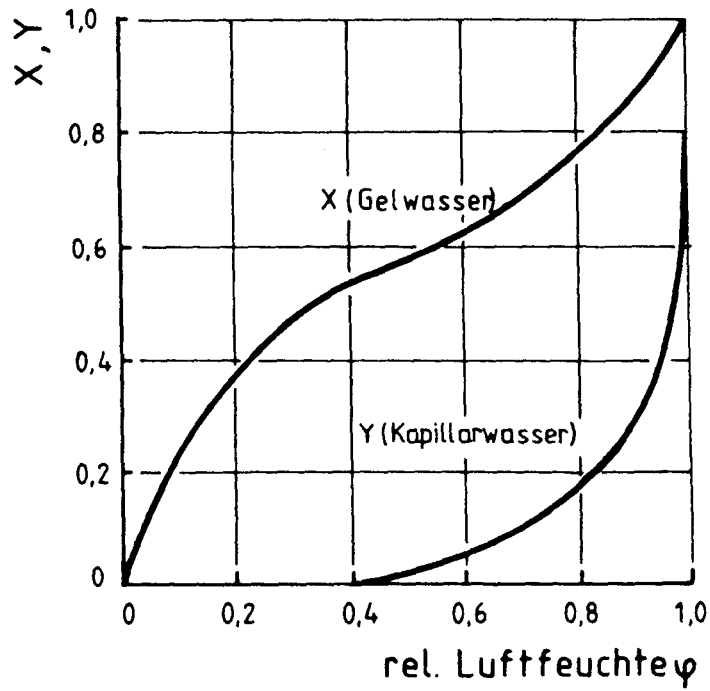


Bild 1.13: Gel- und Kapillarwassergehalt von Zementstein in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte (s. /1.15/)

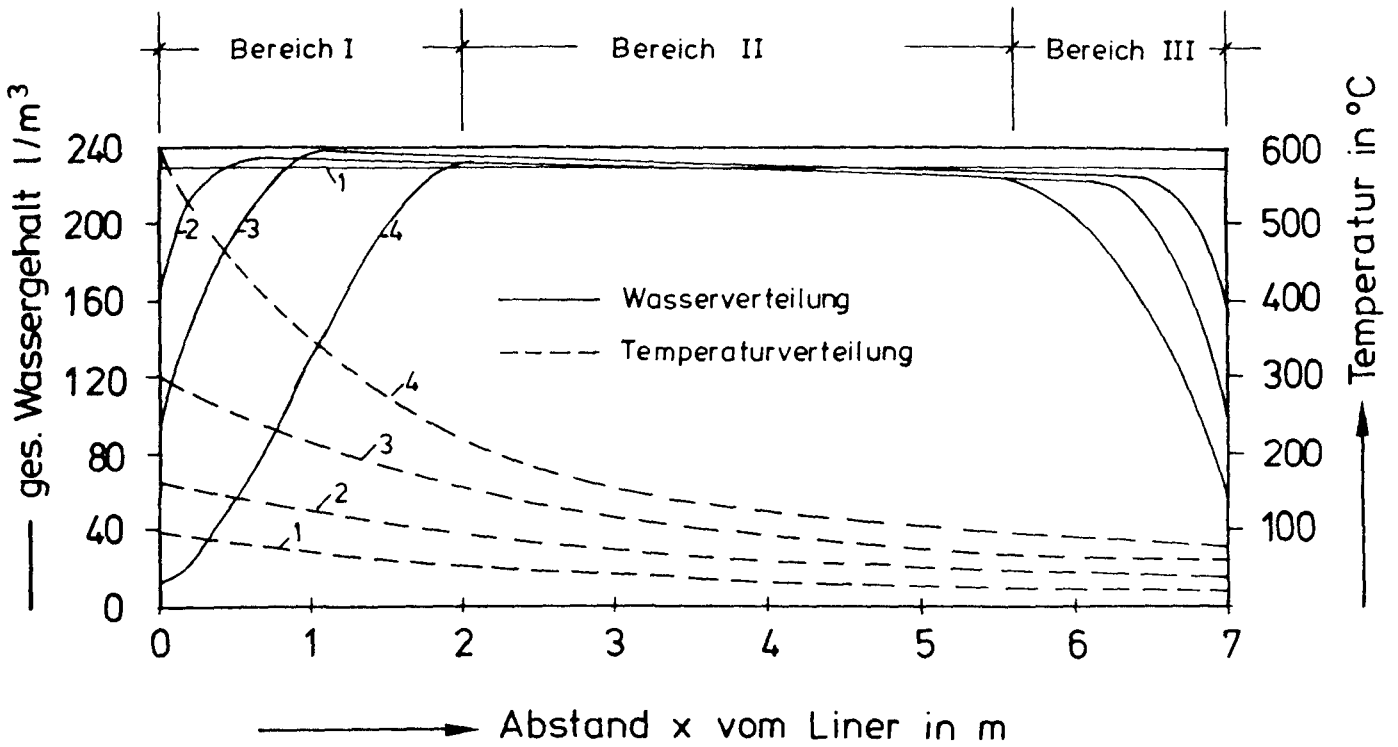


Bild 1.14: Schematische Darstellung der Feuchte- und Temperaturverteilung in der Reaktorwand für verschiedene Zeiträume.

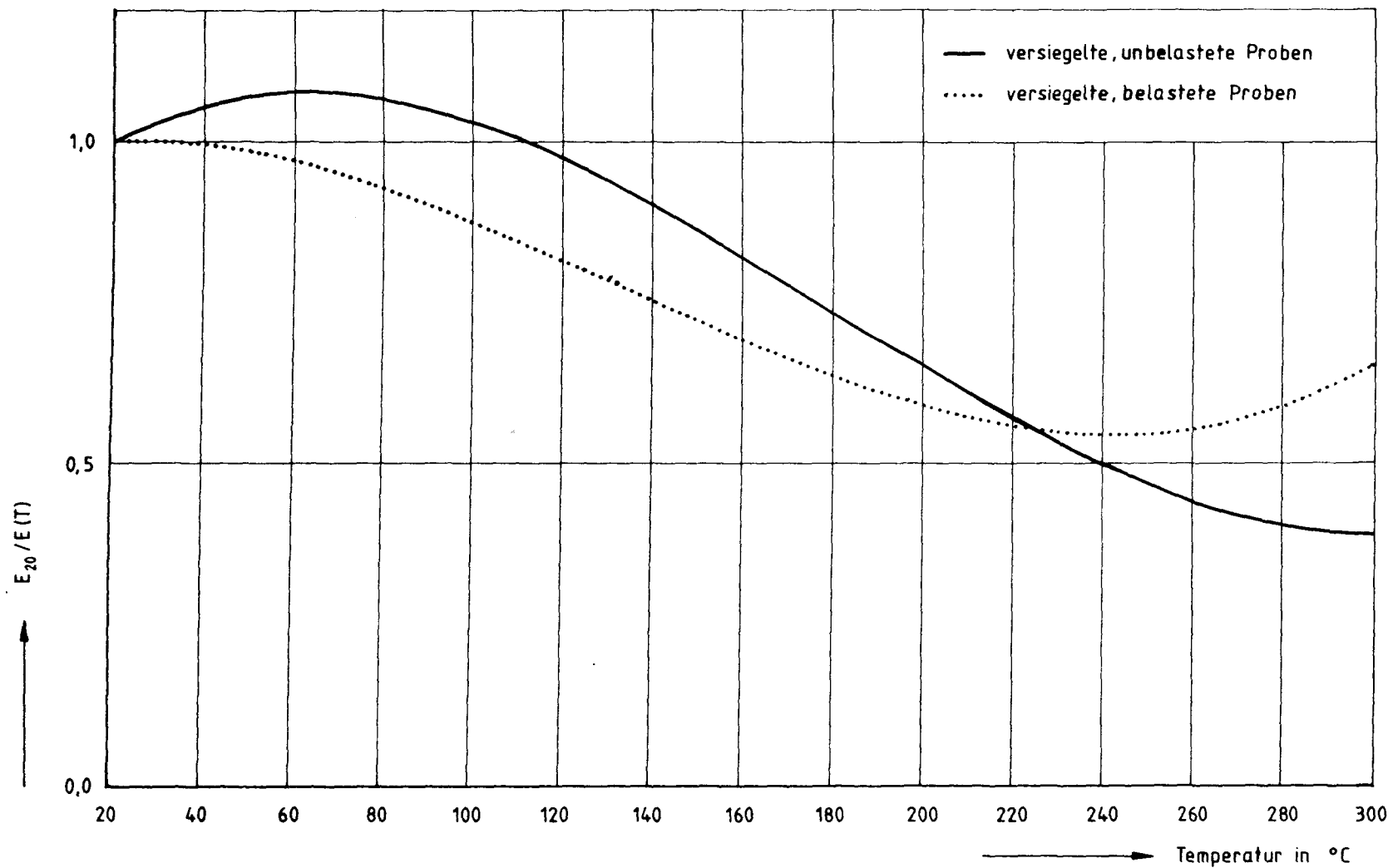


Bild 1.15: Verlauf des E-Moduls über der Temperatur für versiegelt aufgeheizte Probekörper.

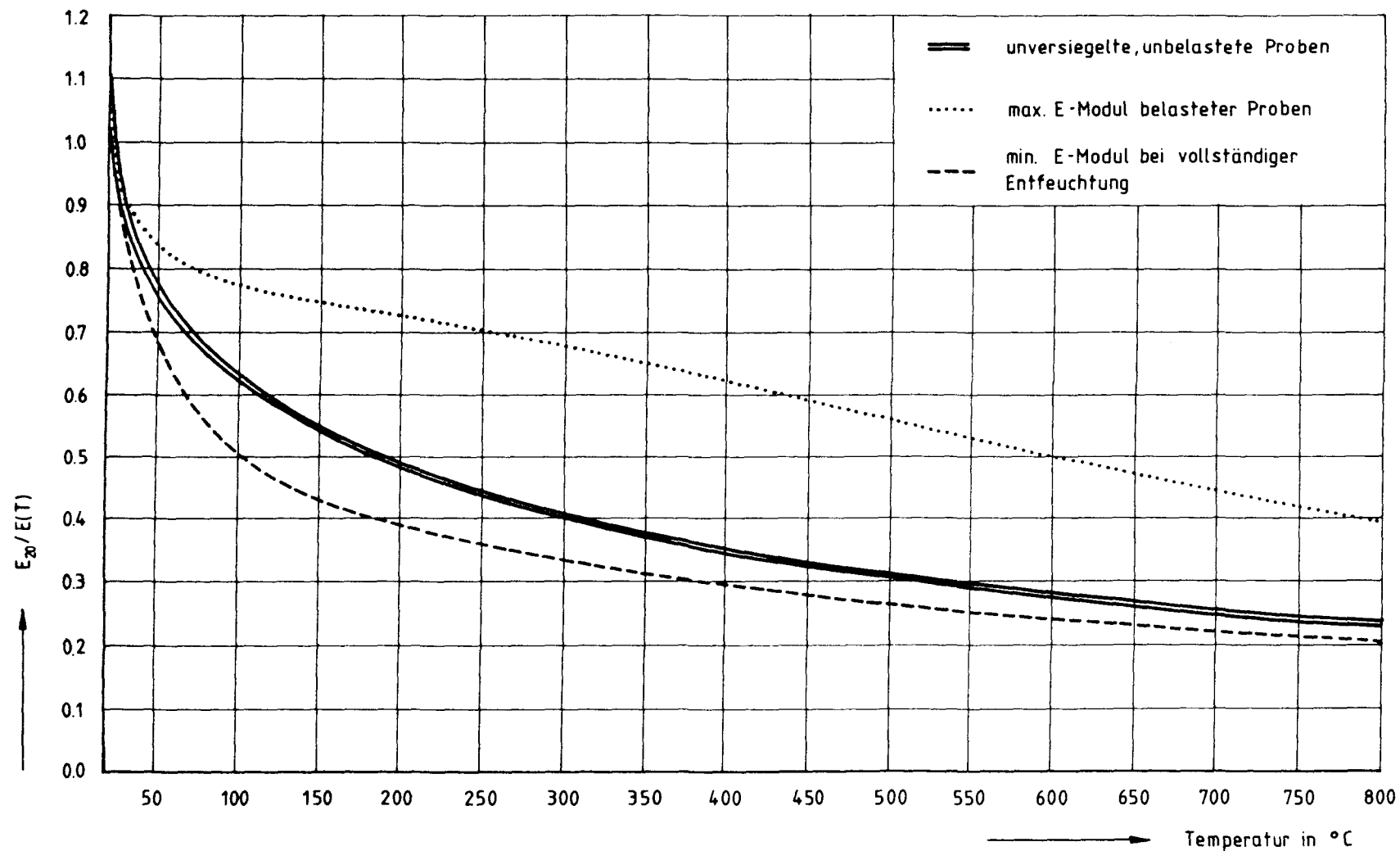


Bild 1.16: Verlauf des E-Moduls über der Temperatur für unversiegelt aufgeheizte Probekörper.

2. Festigkeitskennwerte

Zur Abschätzung des Tragverhaltens des Betons eines SBB sind Materialmodelle erforderlich, die den Einfluß der Temperatur, des Belastungsalters und der Feuchte auf die Bruchgrenzflächen beschreiben. Ausgehend von Versuchen die im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführt wurden, werden im folgenden Beziehungen zwischen der Versuchstemperatur und den Parametern des 5-Parameter-Modells von Willam/Warnke /2.1/ hergeleitet.

2.1 Das 5-Parameter-Modell von Willam/Warnke

Die vom 5-Parameter-Modell beschriebenen Versagensgrenzflächen werden allgemein beschrieben durch:

$$r - r_f(\sigma_a, \theta) = 0 \quad (2.1)$$

r = Positionsvektor

r_f = aktueller Positionsvektor

σ_a = mittlere Oktaedernormalspannung

θ = Winkel in der deviatorischen Ebene (π -Ebene)

Der Formulierung des Modells liegen vier Postulate zugrunde /2.1/:

- a) Die Gestalt der Grenzfläche soll sich gut an vorhandene Meßwerte anpassen. Dies gilt auch für die Anpassung an zweiaxiale Messungen. Die Form der beschriebenen Grenzfläche soll konisch und die sollen Schnitte nicht kreisförmig sein.
- b) Die beschreibenden Parameter sollen aus Standardversuchen gewonnen werden können, wie einaxialer Zug, einaxialer Druck, zweiaxialer Druck etc.
- c) Die Grenzflächen müssen konvex sein.
- d) Die Grenzflächen müssen kontinuierlich verlaufen. Sie dürfen keine Knicke enthalten und die erste Ableitung dürfen keine Sprünge aufweisen.

Die Formulierung der Grenzfläche nach Willam/Warnke lautet:

$$f(\sigma) = f(\sigma_a, \tau_a, \theta) = \frac{1}{r(\sigma_a, \theta)} \frac{\tau_a}{f_{cu}} - 1 = 0 \quad (2.2)$$

f_{cu} : einaxiale Druckfestigkeit

τ_a : mittlere Oktaederschubspannung

mit

$$r(\sigma_a, \theta) = \frac{2r_2(r_2^2 - r_1^2)\cos\theta + r_2(2r_1 - r_2)[4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + 5r_1^2 - 4r_1r_2]^{\frac{1}{2}}}{4(r_2^2 - r_1^2)\cos^2\theta + (r_2 - 2r_1)^2} \quad (2.3)$$

r_1 : Positionsvektor bei $\theta = 0^\circ$

r_2 : Positionsvektor bei $\theta = 60^\circ$

darin sind:

$$r_1 = a_0 + a_1 \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + a_2 \frac{\sigma_a^2}{f_{cu}^2} \quad (2.4)$$

$$r_2 = b_0 + b_1 \frac{\sigma_a}{f_{cu}} + b_2 \frac{\sigma_a^2}{f_{cu}^2} \quad (2.5)$$

Die Koeffizienten a_0 , a_1 , a_2 , b_0 , b_1 und b_2 werden in Abhängigkeit von Materialkennwerten, den fünf Parametern, bestimmt /2.1, 2.2/. Diese Materialkennwerte sind die aus ein- bzw. zweiaxialen Versuchen ermittelten Größen α_u und α_z :

$$\alpha_u = \frac{f_{cb}}{f_{cu}} \quad (2.6)$$

$$\alpha_z = \frac{f_t}{f_{cu}} \quad (2.7)$$

α_u = auf f_{cu} bezogener zweiaxialer Druckfestigkeitswert

α_z = auf f_{cu} bezogener einaxialer Zugfestigkeitswert

f_{cb} = biaxiale Druckfestigkeit für $\sigma_1 = \sigma_2$

f_t = einaxiale Zugfestigkeit

Hinzu kommen die aus dreiaxialen Versuchswerten resultierenden Größen ξ , ρ_1 und ρ_2 :

$$\xi = - \frac{\sigma_{av}}{f_{cu}} \quad (2.8)$$

$$\rho_1 = \frac{\tau_{a1v}}{f_{cu}} \text{ bei } \theta = 0^\circ \quad (2.9)$$

$$\rho_2 = \frac{\tau_{a2v}}{f_{cu}} \text{ bei } \theta = 60^\circ \quad (2.10)$$

σ_{av} = im dreiaxialen Versuch bestimmter Wert der mittleren Oktaedernormalspannung

τ_{a1v} = im dreiaxialen Versuch bestimmter Wert der mittleren Oktaederschubspannung bei $\theta = 0^\circ$

τ_{a2v} = im dreiaxialen Versuch bestimmter Wert der mittleren Oktaederschubspannung bei $\theta = 60^\circ$

2.2 Verwendete Materialdaten

Das zum Bestimmen der Parameter herangezogene Datenmaterial stammt aus verschiedenen Versuchen, die im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig mit Basalt-Beton durchgeführt wurden. Die Proben für die Druckfestigkeitsuntersuchungen wurden alle zu Versuchsbeginn mit einer konstanten Vorlast (15 N/mm^2 in der Hauptachse, in der zweiten Achse entsprechend dem gewählten Belastungsverhältnis geringer) belastet und mit einer konstanten Aufheizgeschwindigkeit auf die Prüftemperatur erwärmt. Die Betonzusammensetzung, sowie die zugehörigen Frisch- und Festbetondaten enthalten die entsprechenden Berichte /2.3,2.4,2.5/.

Die Materialdaten entstammen vier verschiedenen Versuchsgruppen:

- a) Der gesamte Druck-Druck-Bereich wurde für die Temperaturstufen 20°C, 70°C, 120°C und 200°C in der biaxialen Hochtemperatur-Prüfmaschine an Scheiben mit den Abmessungen 200 x 200 x 50 mm untersucht /2.3/.
- b) Für die vorliegende Arbeit wurden gesonderte Versuche für die Temperaturstufen 300°C, 450°C, 500°C und 600°C mit der Biaxialanlage durchgeführt. Der Druck-Druck-Bereich wurde für 300°C vollständig untersucht. Die Ergebnisse sind mehrfach belegt.

Die anderen Temperaturstufen wurden so gewählt, daß sie mit zwischenzeitlich ermittelten einaxialen Meßwerten korrespondieren /2.5/. Da für die ergänzenden Biaxialversuche sehr wenig Probekörper zur Verfügung standen, konnten nur die Druckfestigkeitswerte bei symmetrischer Belastung mehrfach mit Messungen belegt werden. Die für die Form der Grenzfläche wichtigen Zwischenwerte mit anderen Belastungsverhältnissen $\sigma_1:\sigma_2$ konnten nur orientierend experimentell untersucht werden.

- c) Die einaxialen Druckfestigkeiten für die Temperaturstufen 450°C, 500°C und 600°C wurden an Zylindern ($\emptyset = 80$ mm, $L = 240$ mm) gemessen /2.5/.
- d) Als einaxiale Zugfestigkeitswerte (Bild 2.1) standen nur Ergebnisse von Restzugfestigkeitsuntersuchungen an einem dem HRB-Beton sehr ähnlichen Beton zur Verfügung /2.4/. Die Versuche wurden an zylindrischen Proben ($\emptyset = 80$ mm, $L = 150$ mm) durchgeführt. Diese Festigkeitswerte können als untere Grenzwerte der Zugfestigkeit angesehen werden.

2.3 Einflüsse aus der Feuchte

Die Probekörperfeuchtigkeit wirkt sich ab einer Versuchstemperatur von 50°C festigkeitsmindernd aus. Dieser Effekt geht ursächlich auf das Ausdampfen des physikalisch gebundenen Wassers zurück. Verläuft die Phasenumwandlung des Wassers im Beton schneller als der Transport des Dampfes, so führt der entstehende Porendruck in Verbindung mit der äußeren Beanspruchung zu einem frühzeitigem Versagen des Probekörpers.

Untersuchungen mit der Differenzial-Thermo-Analyse (DTA) haben gezeigt, daß dieser Prozeß, abhängig von der Aufheizgeschwindigkeit, der Probenform und -größe, bei 200°C abgeschlossen ist. Der beschriebene Einfluß ist deutlich am relativen Minimum der temperaturabhängigen Festigkeit im genannten Temperaturbereich zu erkennen (Bild 2.2). Mit zunehmender Haltezeit steigen die im Versuch erzielten Festigkeitswerte infolge zunehmender Probenaustrocknung an (Bild 2.3) und erreichen die Werte vorgetrockneter Proben /2.6/.

Für den HTR-Basaltbeton liegen bisher keine Versuchsergebnisse über den Einfluß der Feuchte vor. Da die Materialdaten an unversiegelten Proben bei einer Standzeit von $t = 2$ h gewonnen wurden, hat der oben beschriebene festigkeitsmindernde Einfluß in die Modellbildung - über die Versuchsdaten - Eingang gefunden.

2.4 Einflüsse aus dem Belastungsalter

Die unter 2.2.a) und 2.2.b) aufgeführten Versuche wurden an Probekörpern der gleichen Betonage im Abstand von 3 Jahren durchgeführt. Die erforderlichen Referenzversuche bei Raumtemperatur haben keinen Einfluß des Belastungsalters auf die einaxialen Festigkeitswerte bei Raumtemperatur erkennen lassen. Das Probenalter braucht demgemäß bei der Modellbildung nicht berücksichtigt zu werden, wenn der Beton zum Zeitpunkt der Belastung älter als 90 d ist.

2.5 Bruchgrenzflächen für die diskreten Temperaturstufen

Die nach Willam/Warnke berechneten Grenzflächen für den Schnitt in der σ_1 - σ_2 -Ebene ($\sigma_3 = 0$) verlaufen für die Temperaturstufen 20°C, 70°C und 120°C affin (Bild 2.4). Die geometrische Form der Bruchgrenzflächen stimmt für diese Temperaturen mit anderen bei Raumtemperatur ermittelten Werten /2.7/ gut überein.

Eine zweite Schar affiner Grenzflächen sind die Schnitte der σ_1 - σ_2 -Ebene ($\sigma_3 = 0$) für die Temperaturstufen 200°C, 300°C, 450°C und 500°C (Bild 2.5). Eine neuerliche Änderung der Geometrie der Bruchgrenzfläche ist bei 600°C

zu erkennen. Dies wird wahrscheinlich durch die Quarzumwandlung bei 573°C verursacht.

Den Einfluß des Verhältnisses $\kappa = \sigma_1:\sigma_2$ auf die temperaturabhängigen Druckfestigkeiten zeigt (Bild 2.6). Insbesondere bei symmetrischer Belastung ist ein auffallend geringer Abfall der Festigkeitswerte des HRB-Basalt-Betons bis 600°C festzustellen.

2.6 Berechnung der Parameter

Bisher liegen für das Bestimmen der Parameter ξ , ρ_1 und ρ_2 dreiaxiale Meßergebnisse nur für Versuche bei Raumtemperatur vor /2.8, 2.9/. Dementsprechend mußten die Parameter für jede Temperaturstufe durch Variation so berechnet werden, daß die mittlere Abweichung zwischen den Meßwerten und der resultierenden Bruchgrenzfläche ein Minimum erreichten.

Der funktionelle Zusammenhang zwischen den Parametern und der Temperatur (Bilder 2.7, 2.8) wurde durch eine anschließende Kurvenanpassung mit Polynomen hergestellt. Die durch den Ansatz der Polynome auftretenden Abweichungen von den exakten Anpassungen können toleriert werden, wenn man die in den Ausgangswerten vorhandene Unsicherheit berücksichtigt.

Die unmittelbar aus den Versuchswerten gewonnenen Parameter α_u (Bild 2.9) und α_z (Bild 2.10) wurden nicht durch Funktionen angenähert.

Die gefundenen Zusammenhänge stellen nur Annäherungen an das tatsächliche Verhalten des Basaltbetons unter mehraxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen dar. Für verbesserte Absicherung der Aussagen sind weitere Versuche, insbesondere im Zug-Zug-Bereich, und eine stärkere Belegung mit Versuchsdaten im Druck-Druck-Bereich bei Temperaturen oberhalb von 300°C erforderlich. Zur Bestätigung der rechnerisch ermittelten Bruchgrenzflächen sind dreiaxiale Versuche bei erhöhten Temperaturen unablässig.

Für den Temperaturbereich bis 200°C sind zusätzliche Versuche an versiegelten Probekörpern notwendig, um weitere Aussagen zum Einfluß der Feuchte machen zu können.

2.7 Spannungs-Dehnungsbeziehung

Für den HTR-Basaltbeton liegen bisher nur σ - ε -Diagramme für Raumtemperatur und für erhöhte Temperaturen bei 70 °C, 400 °C, 500 °C und 600 °C vor. Diese Daten wurden im Rahmen der Biaxialuntersuchungen /2.3/ und bei den Hochtemperaturfestigkeitsversuchen /2.5/ ermittelt. Bei den Untersuchungen in /2.3/ fanden scheibenförmige Proben Verwendung. Die Untersuchungen in /2.5/ erfolgten an Zylindern ($\varnothing = 80$ mm, $L = 240$ mm). Bei den genannten Untersuchungen wurden die Proben i. a. mit einer mechanischen Belastung von 15 N/mm^2 bei Aufheizgeschwindigkeiten zwischen 5 K/h und 20 K/h auf die entsprechenden Versuchstemperaturen aufgeheizt. Die entsprechenden Ergebnisse sind in den Bildern 2.11 bis 2.12 dargestellt. Darüber hinaus wurden auch in geringem Umfang mechanisch unbelastet auf 600 °C aufgeheizte Proben untersucht (s. Bild 2.13).

Über die genannten Versuche hinaus wurden im Rahmen der Bearbeitung der Dauerstandstanduntersuchungen, der E-Moduluntersuchungen und der Dauertemperaturuntersuchungen (vgl. /2.11 - 2.14/) nur σ - ε -Versuche nach Wiederabkühlung der Proben durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen liegen z. Z. nur als Rohdaten vor und wurden nicht weiter ausgewertet.

Die in den Bildern 2.11 bis 2.14 dargestellten σ - ε -Kurven wurden mit Ausnahme der 70 °C-Kurve, die in der Biaxialanlage ermittelt worden ist, dehnungsgeregelt ermittelt. Trotz der Dehnungsregelung versagten die Proben jedoch kurz nach Überschreiten der Maximallast schlagartig. Dies ist in den Bildern durch die Kästchen am Ende der Kurven angedeutet. Ursache für dieses schlagartige Versagen der Proben ist i. w. die zu geringe Maschinensteifigkeit bzw. die zu geringe Regelgeschwindigkeit. Dadurch wird bei Einsetzen des Bruches die gesamte im Prüfraumen und in der Hydraulik gespeicherte elastische Energie dem Probekörper zugeführt und führt zu seinem Kollaps, so daß der abfallende Ast der Spannungsdehnungslinie nicht ermittelt werden kann.

Vollständige Spannungsdehnungslinien von einem dem HTR-Beton ähnlichen Basaltbeton, jedoch mit geringerer Festigkeit ($41,7 \text{ N/mm}^2$), wurden im Rahmen anderer Untersuchungen /2.15/ gemessen. Die entsprechenden Ergebnisse enthält das Bild 2.15.

Das vorliegende geringe Datenmaterial reicht nach Einschätzung der Verfasser nicht aus, analytische Beschreibungen von vollständigen σ - ε -Linien für den HTR-Basaltbeton anzugeben, die die wesentlichen Einflüsse auf die Form der σ - ε -Linien wie

- Temperaturniveau
- Belastungsgrad während der Aufheizung
- Feuchtigkeitsgehalt des Betons
- Belastungsgeschwindigkeit usw.

sicher beschreiben. Auch lassen sich aufgrund der recht unterschiedlich durchgeführten Versuche keine Querschlüsse ziehen, die die Wahl bestimmter Verläufe der σ - ε -Linien rechtfertigen würden.

2.8 Querdehnung in Abhängigkeit vom Belastungsgrad und der Temperatur

Für den HTR-Basaltbeton liegen außer für 70°C keine Untersuchungen über die Dehnungen unter mehraxialer Belastung vor. Deshalb sind hier nur die Werte für die Querdehnnzahl eines quarzitisches Normalbetons angegeben, der in der Hochtemperatur-Prüfmaschine des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig in Abhängigkeit von der Temperatur und dem Belastungsgrad untersucht wurde /2.6/.

Der Bereich konstanter Werte für die Querdehnnzahl bei Laststeigerung wird mit zunehmender Temperatur kleiner (Bild 2.16). Die Dehnungen in der unbelasteten Achse können nach dem Verlassen des Bereichs konstanter Querdehnnzahl nicht mehr über elastische Beziehungen aus denen der belasteten Achsen berechnet werden /2.10/. Dies ist insbesondere bei höheren Temperaturen zu berücksichtigen. Die Ursache für das Abweichen vom elastischen Verhalten ist in der vermehrten Rißbildung und damit einhergehend in der leichteren Plastifizierbarkeit des Materials zu sehen.

Die Auswertung des kompletten mit quarzitisches Normalbeton ermittelten Datensatzes lieferte keinen Hinweis, daß die Querdehnnzahl von einer zusätzlichen Beanspruchung in der zweiten Achse abhängt.

2.9 Literatur

- /2.1/ Warnke, E. P.: Zum Betonversagen bei dreiaxialer Beanspruchung, 1974/1975, (unveröffentlicht)
- /2.2/ Willam, K. J.; Warnke, E. P.: Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete, IABSE, Seminar on concrete structures subjected to triaxial stresses, Bergamo, Mai 1974
- /2.3/ Ehm, C.; Diederichs, U.: Mechanisches Verhalten von HTR-Beton, Teil 5: Biaxiale Druckversuche. Untersuchung im Auftrage der Hochtemperatur-Reaktorbau GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Juni 1986
- /2.4/ Diederichs, U.: Untersuchungen zur Restzugfestigkeit von Mörtel und Beton nach Einwirkung hoher Temperaturen, Bericht aus dem Teilprojekt B3 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der TU Braunschweig, Mai 1983
- /2.5/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturfestigkeitsversuche. Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig. Januar 1989.
- /2.6/ Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Diss. TU Braunschweig, 1986
- /2.7/ Kupfer, H.B.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, Heft Nr.229, DAFStb, Berlin, 1973
- /2.8/ Launay, P.; Gachon, H.: Strain and ultimate Strength of Concrete under Triaxial Stress, ACI Special Publ. SP-34, 1972
- /2.9/ Nojiri, Y.; Kotani, K.; Ake, Y.: Failure envelope of concrete subjected to multiaxial compressive stresses. Rilem International Conference on Concrete under multiaxial Conditions Vol.I; Toulouse, Mai 1984

- /2.10/ Nottkus, A.; Zrost, H.: Eine Variante von Grenz- und Stoffbedingungen für Beton, Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar, 6/1986

- /2.11/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauerstandsversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.

- /2.12/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - E-Modulversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.

- /2.13/ Diederichs, U. HTR-Betonversuche - Dauertemperaturversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, März 1986.

- /2.14/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturkriechversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB-GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1986.

- /2.15/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Beton. Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teil II, Technische Universität Braunschweig, Juni 1981.

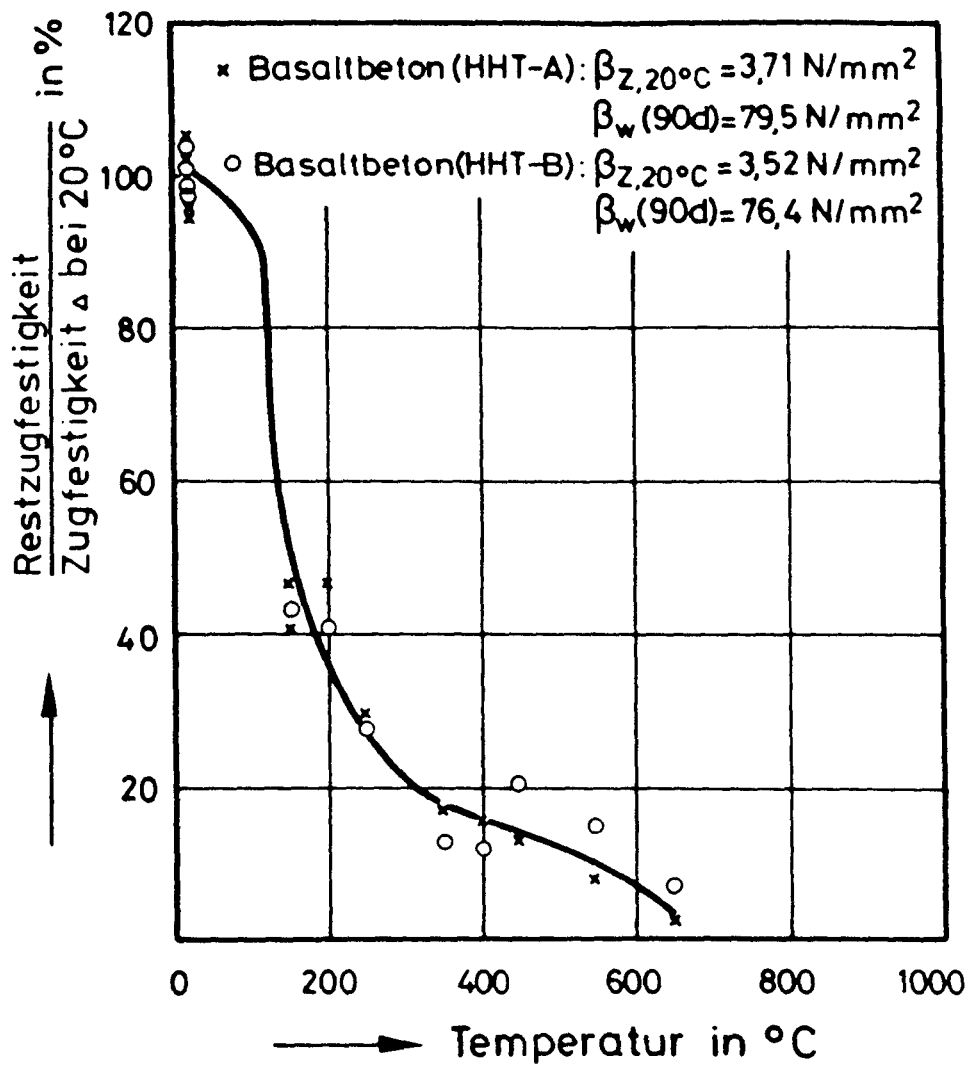


Bild 2.1: Restzugfestigkeit zentrisch gezogener Basaltsplittbetone (nach /2.4/)

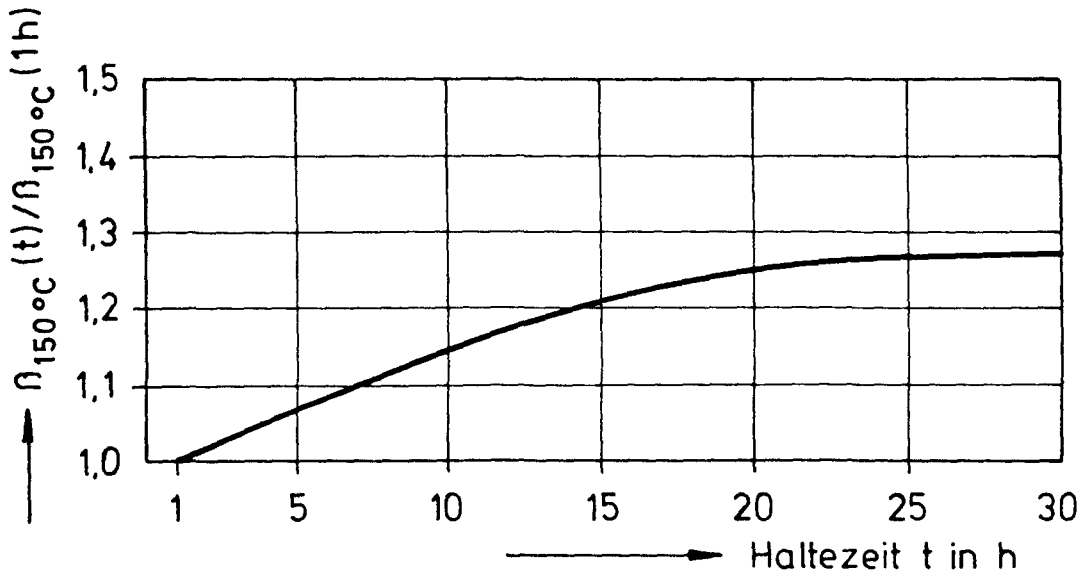


Bild 2.2 Einfluß der Haltezeit auf die Druckfestigkeit bei 150 °C (nach /2.6/)

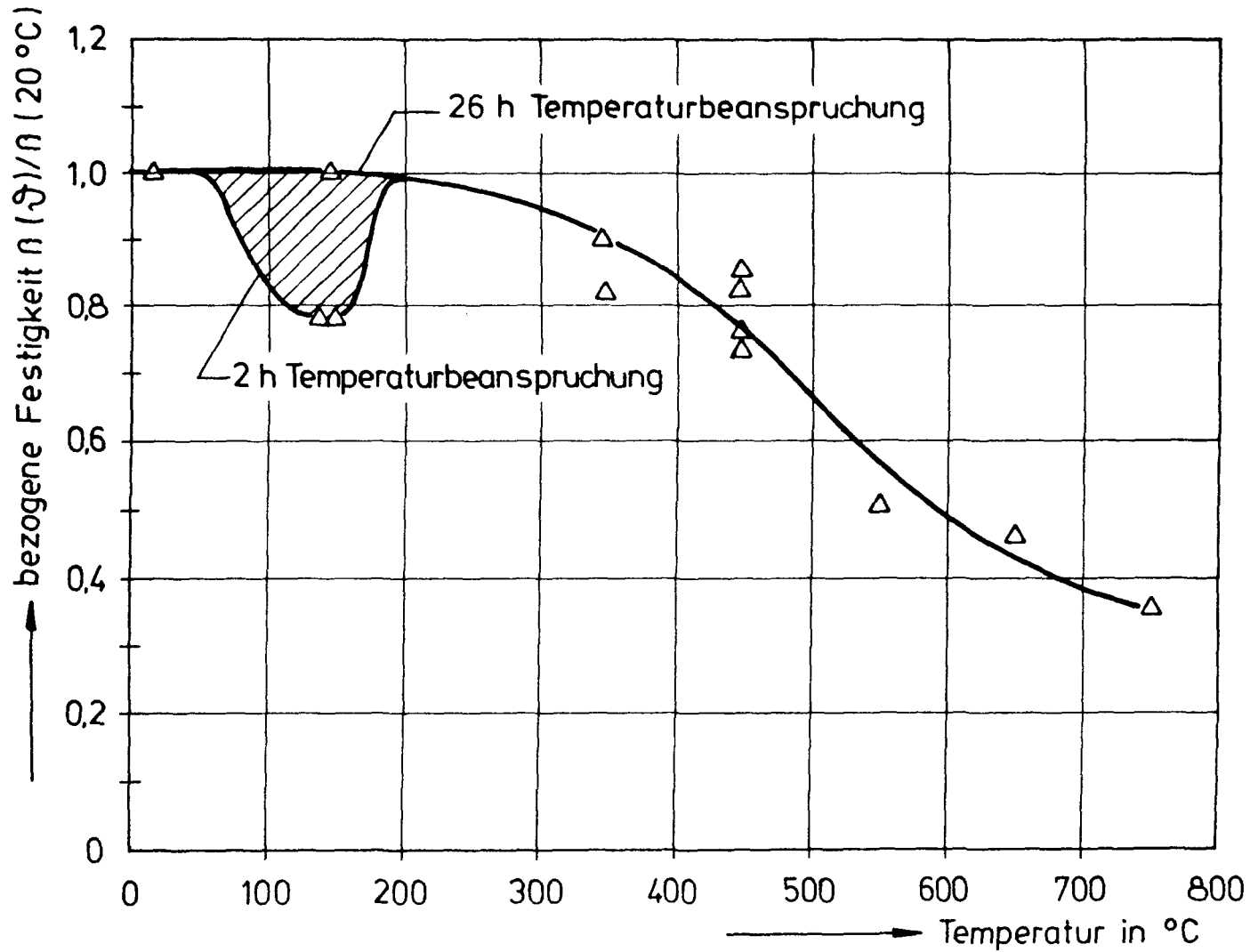


Bild 2.3 Einaxiale Druckfestigkeit von quarzitischem Normalbeton in Abhängigkeit von Prüftemperatur und Temperaturbeanspruchungszeit (nach /2.6/)

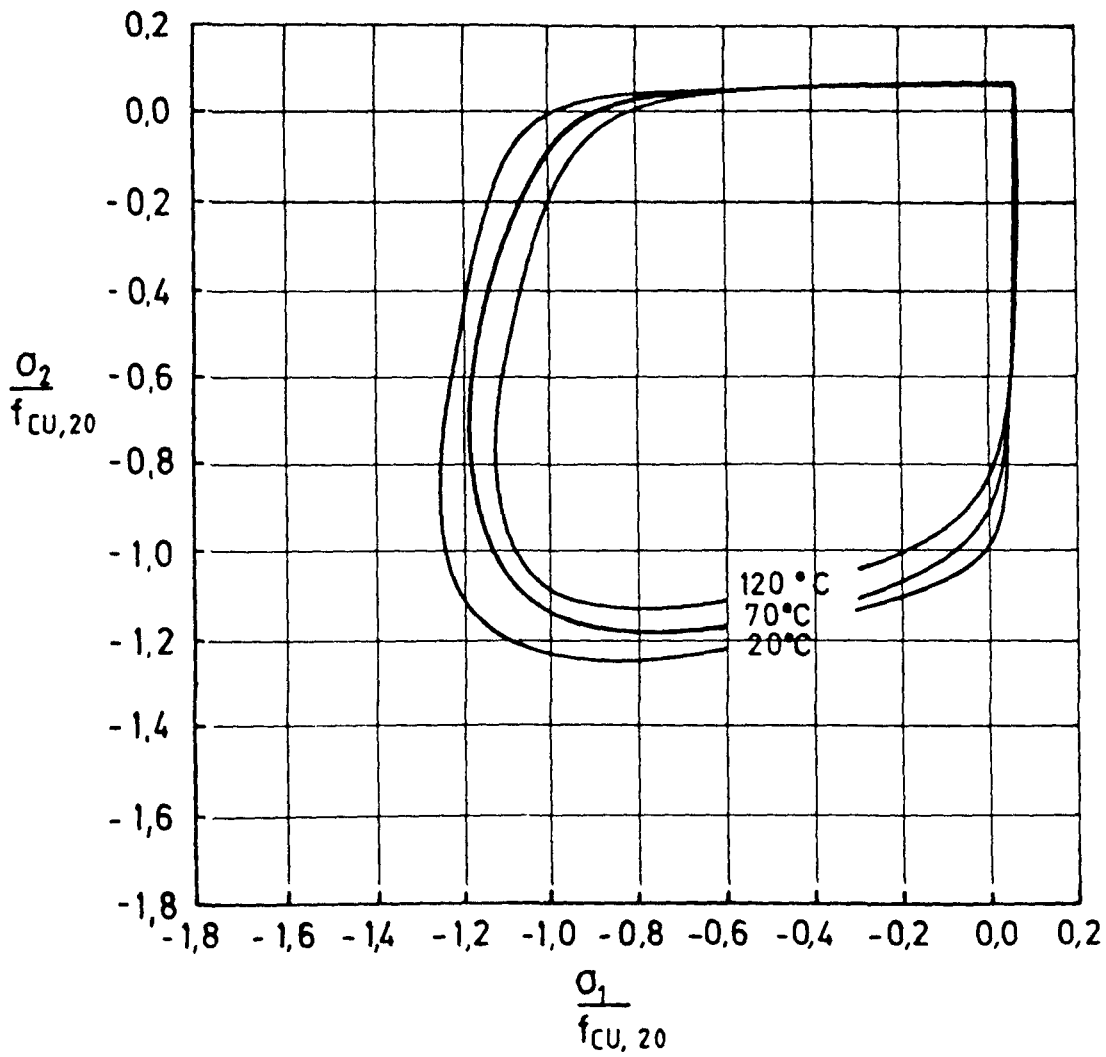


Bild 2.4 Mit dem 5-Parameter-Modell berechnete Bruchgrenzkurven des HRB-Basaltbetons für 20 °C, 70 °C und 120 °C

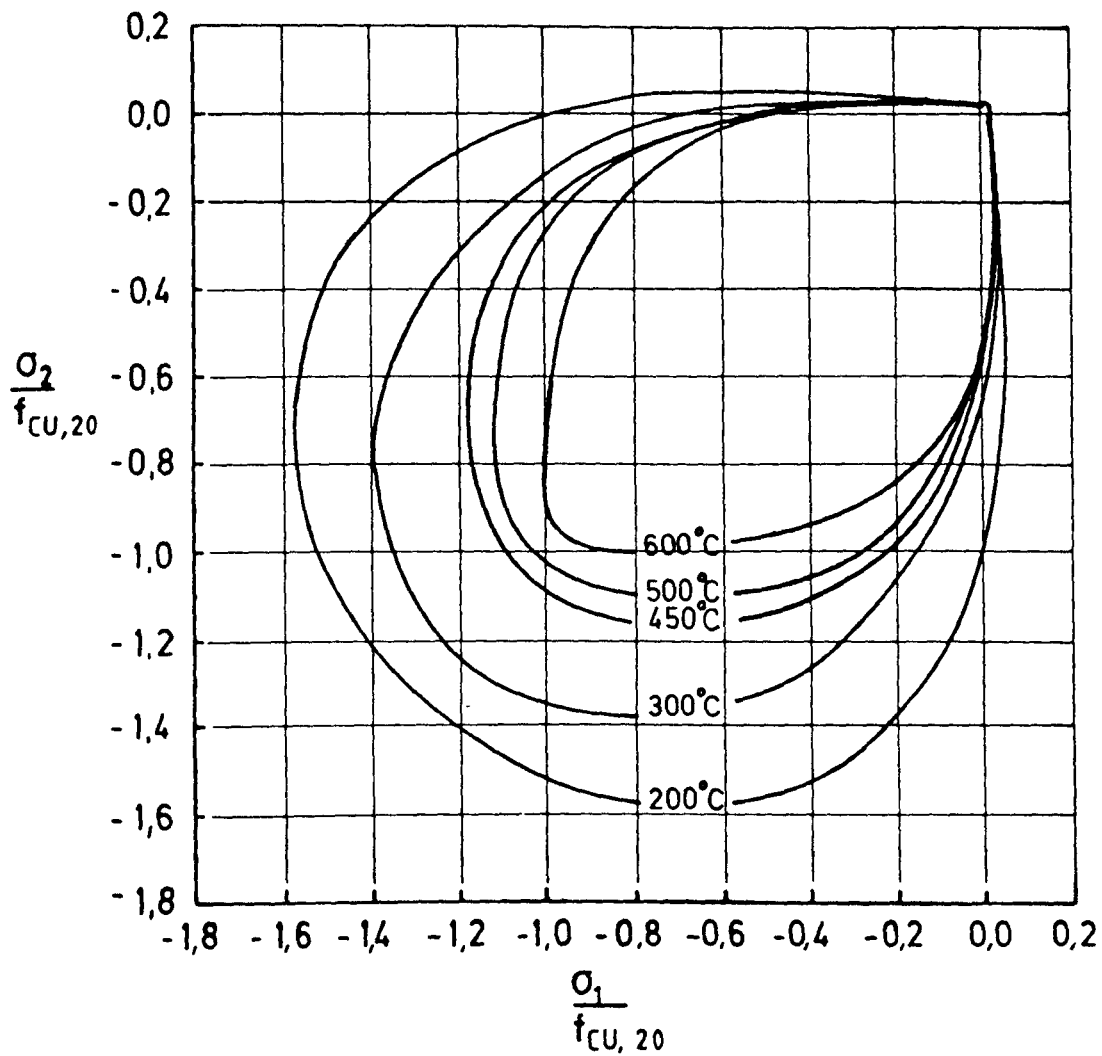


Bild 2.5 Bruchgrenzkurven des HRB-Basaltbetons für 200 °C, 300 °C, 450 °C und 600 °C - berechnet mit dem 5-Parameter-Modell

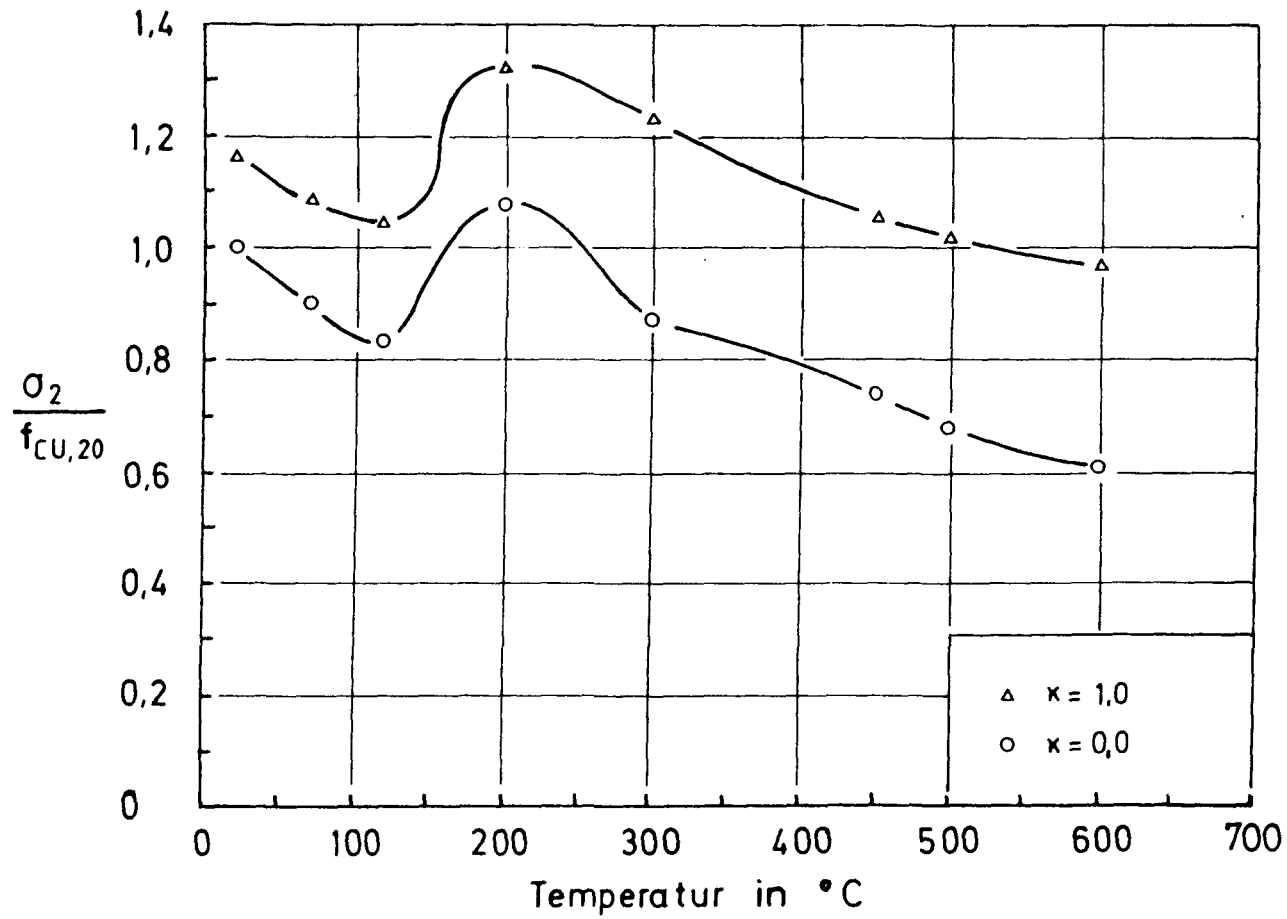


Bild 2.6 Druckfestigkeit in Abhängigkeit von Temperatur und Belastungsverhältnis

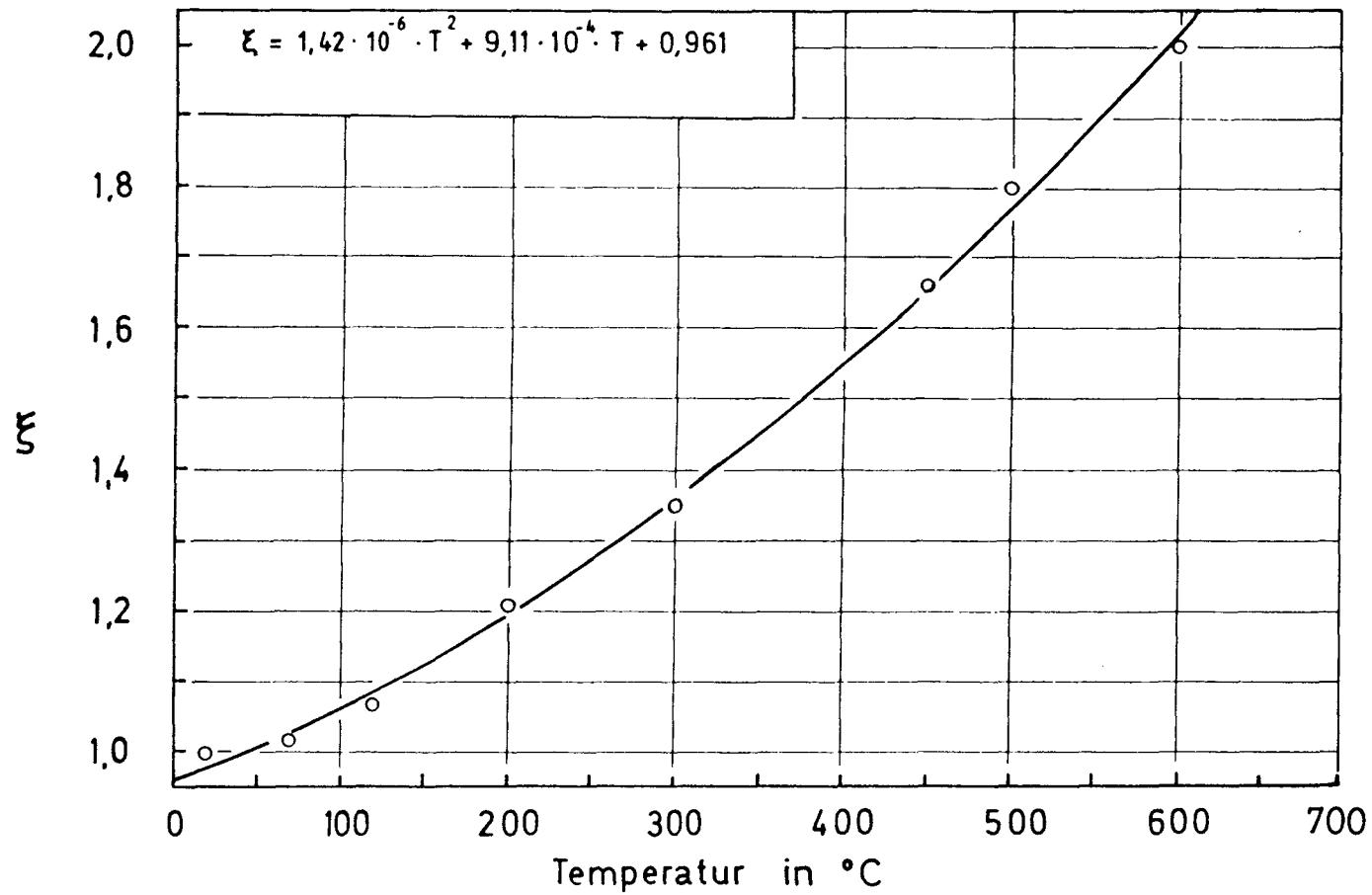


Bild 2.7 Parameter des 5-Parameter-Modells in Abhängigkeit von der Temperatur

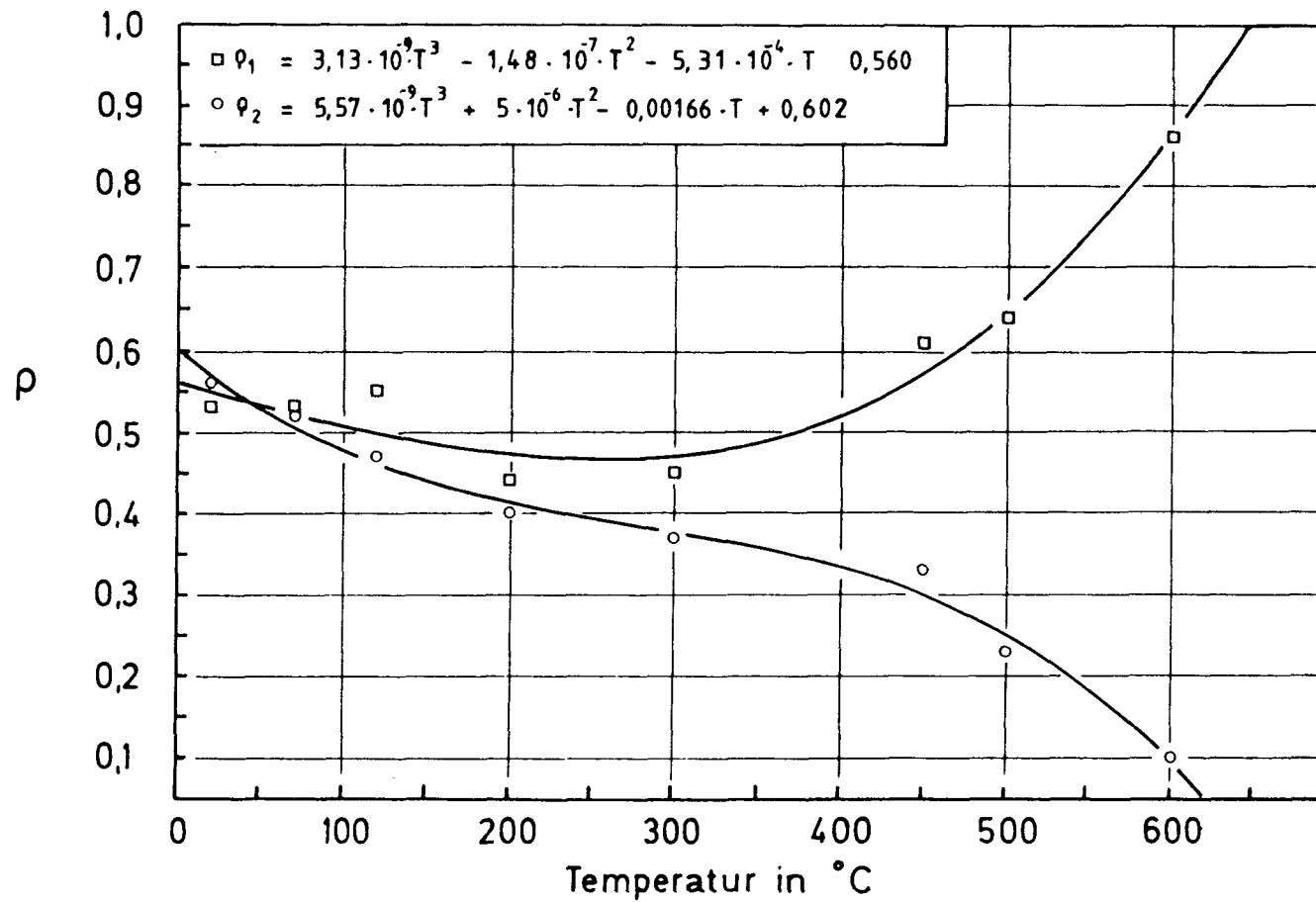


Bild 2.8 Parameter ρ_1 und ρ_2 des 5-Parameter-Modells in Abhängigkeit von der Temperatur

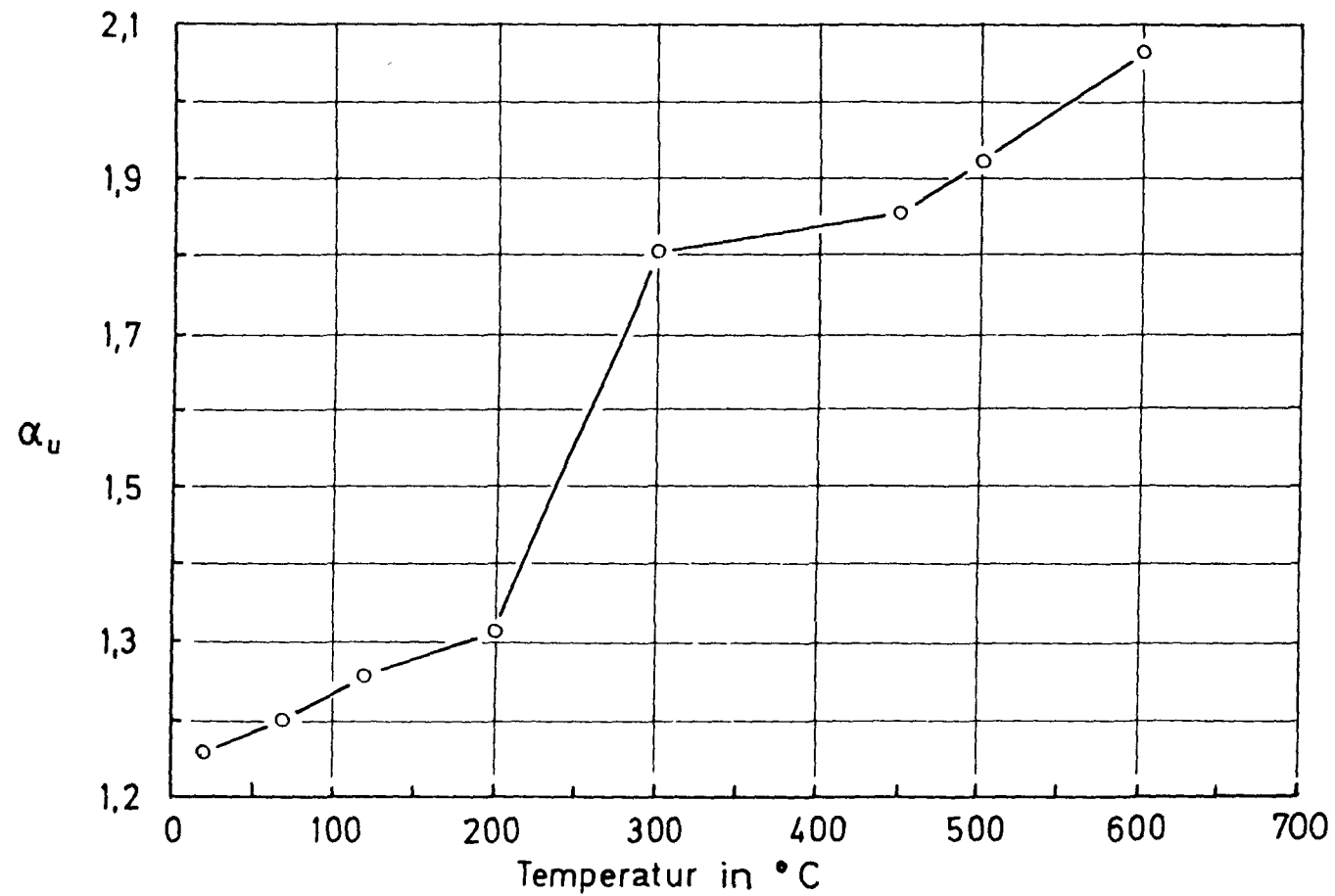


Bild 2.9 Auf f_{cu} bezogene Versuchswerte der symmetrisch zweiaxialen Druckfestigkeit

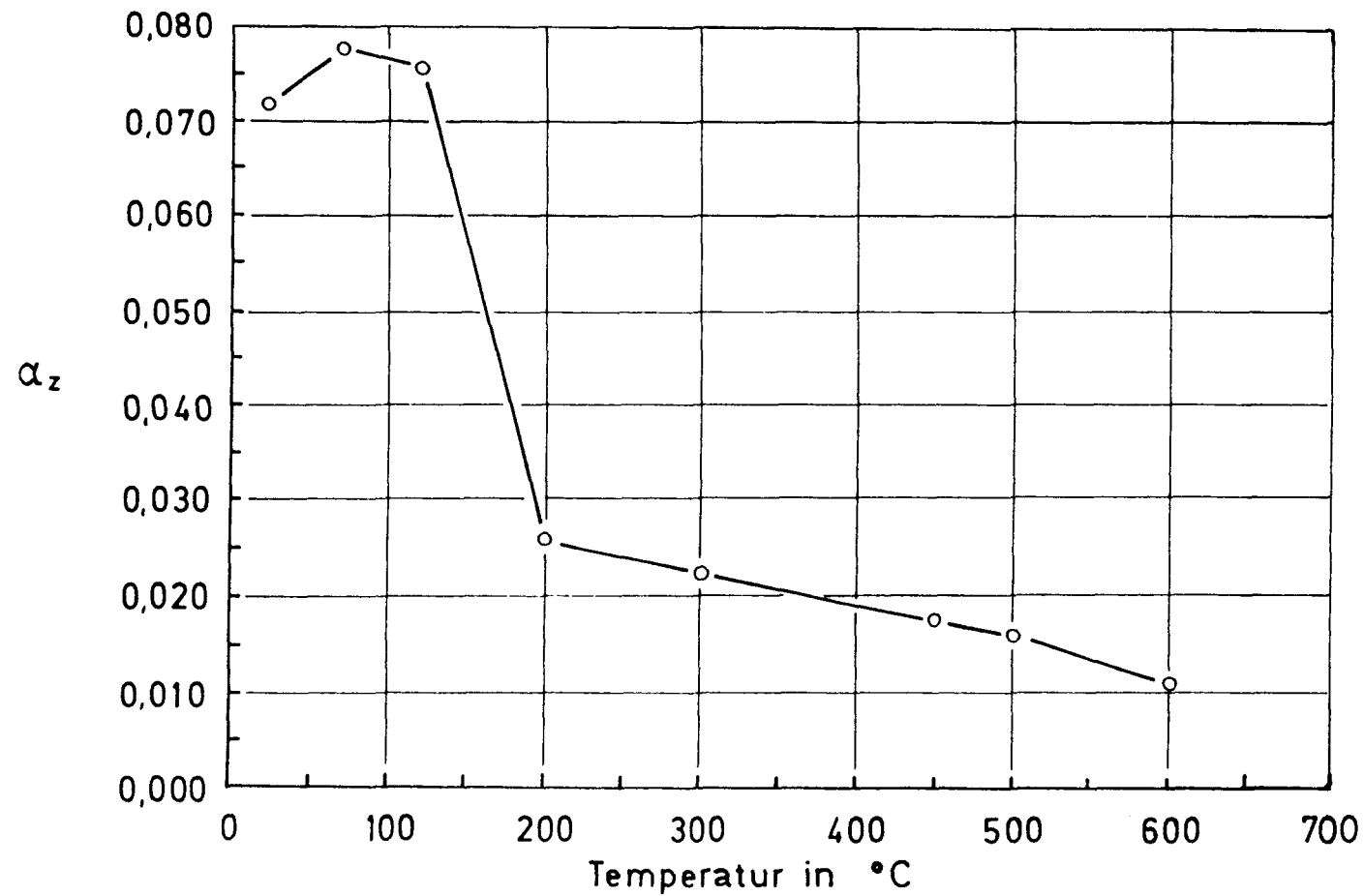


Bild 2.10 Auf f_{cu} bezogene Versuchswerte der einaxialen Restzugfestigkeit

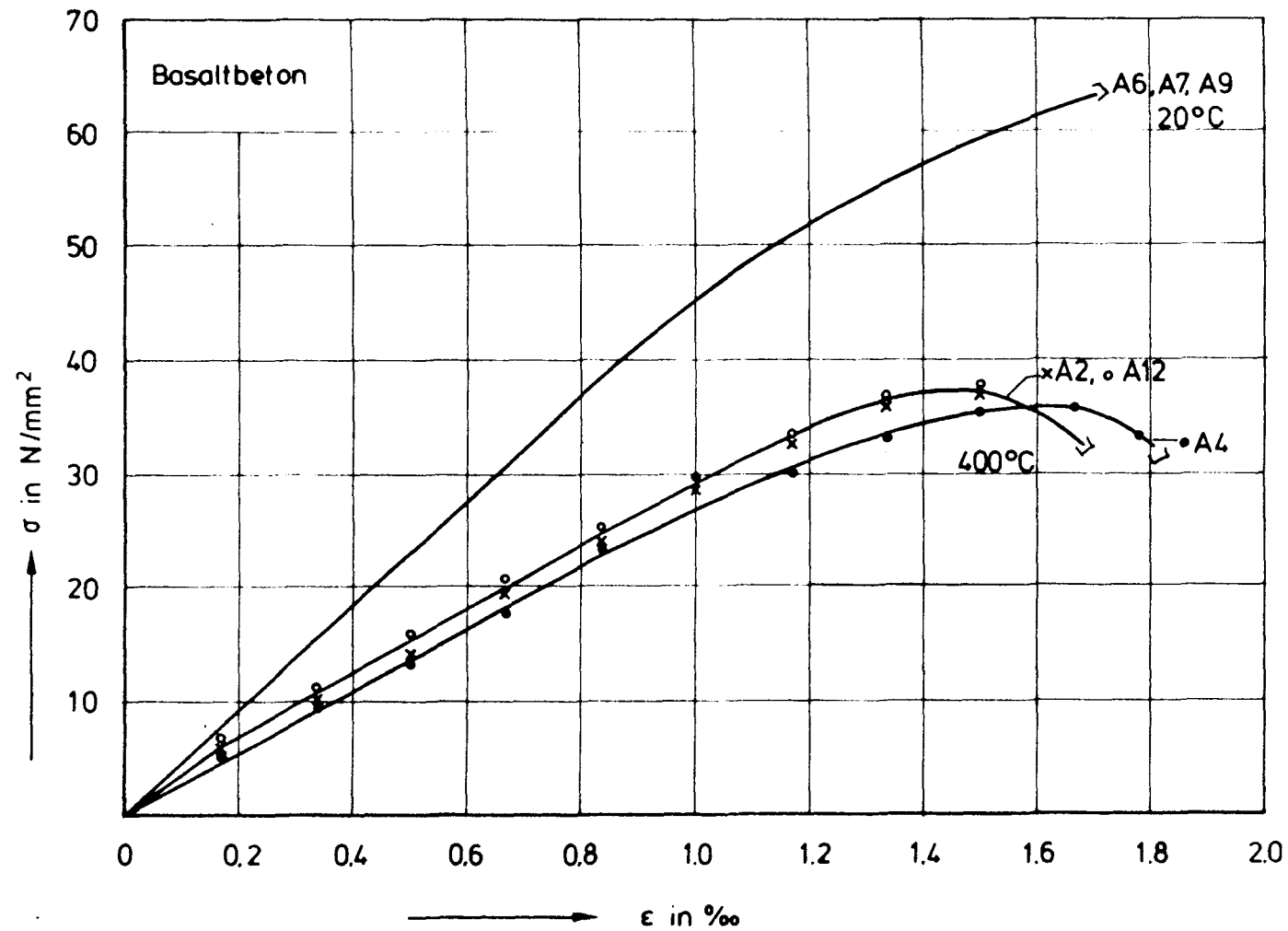


Bild 2.11: σ - ϵ -Diagramme von Basaltbeton bei Raumtemperatur und bei 400°C (belastet aufgeheizte Proben)

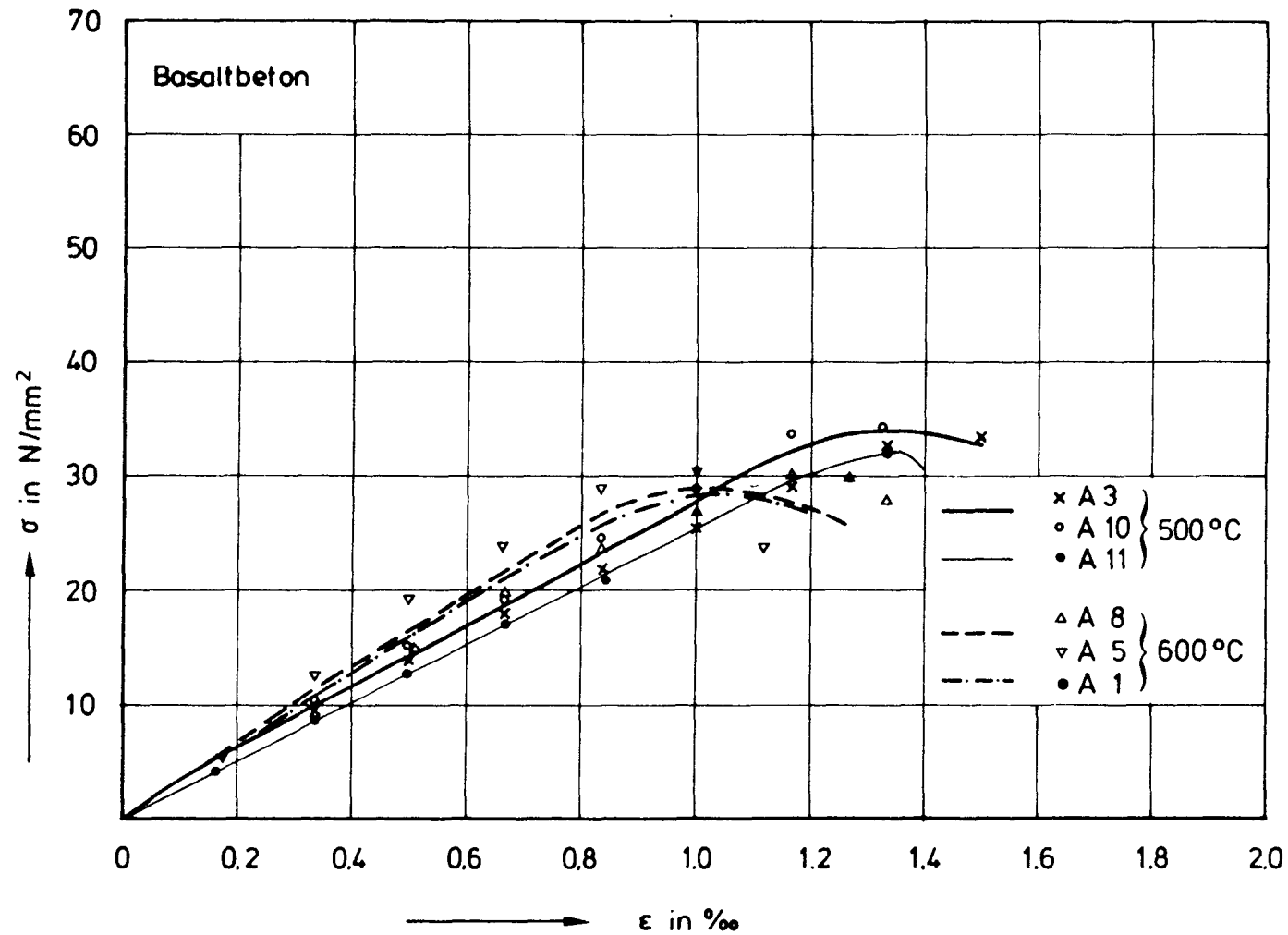


Bild 2.12: σ - ϵ -Diagramme von Basaltbeton bei 500°C und 600°C (belastet aufgeheizte Proben).

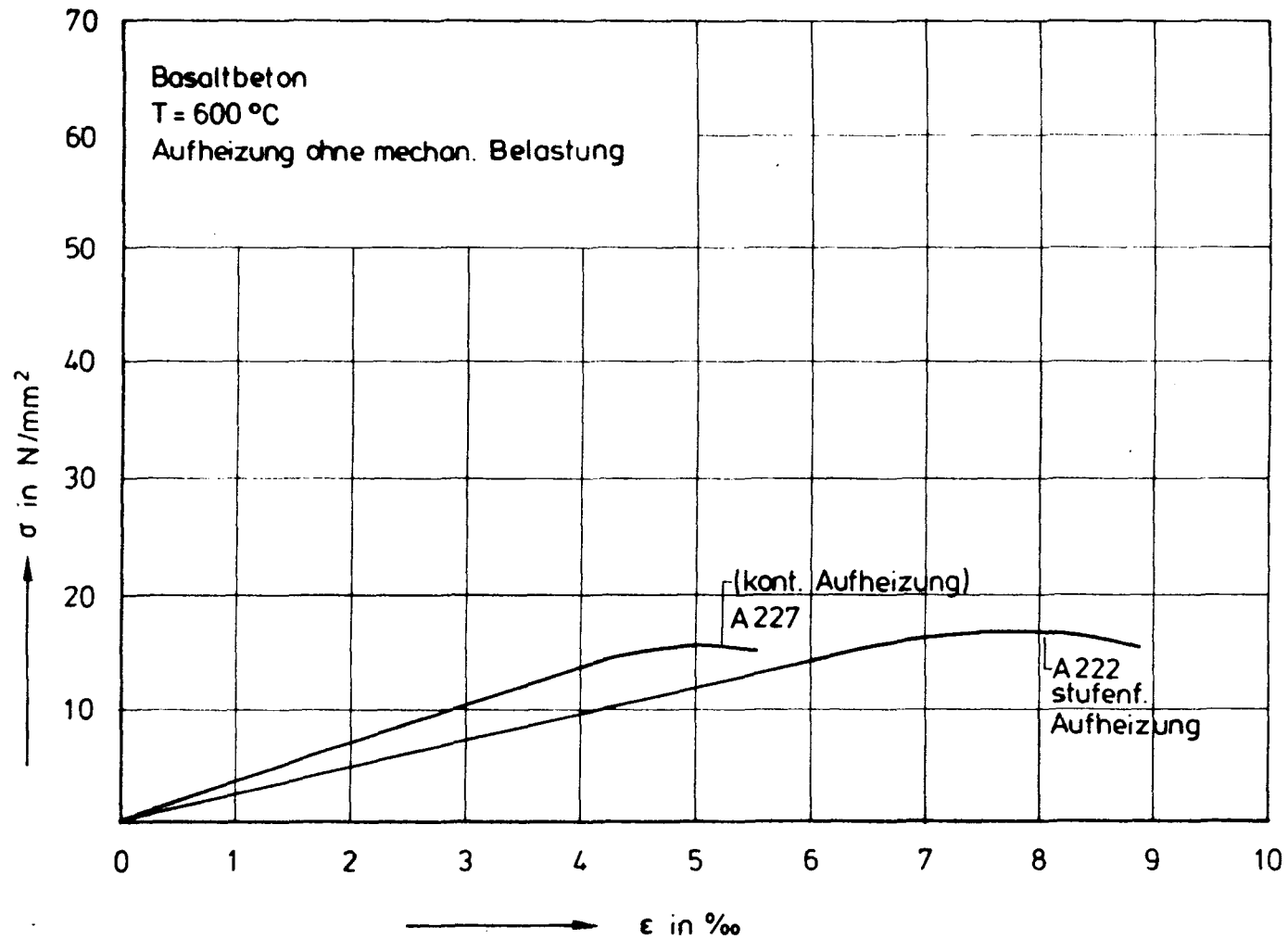


Bild 2.13: σ - ϵ -Diagramme von Basaltbeton bei 600°C (unbelastet aufgeheizte Proben)

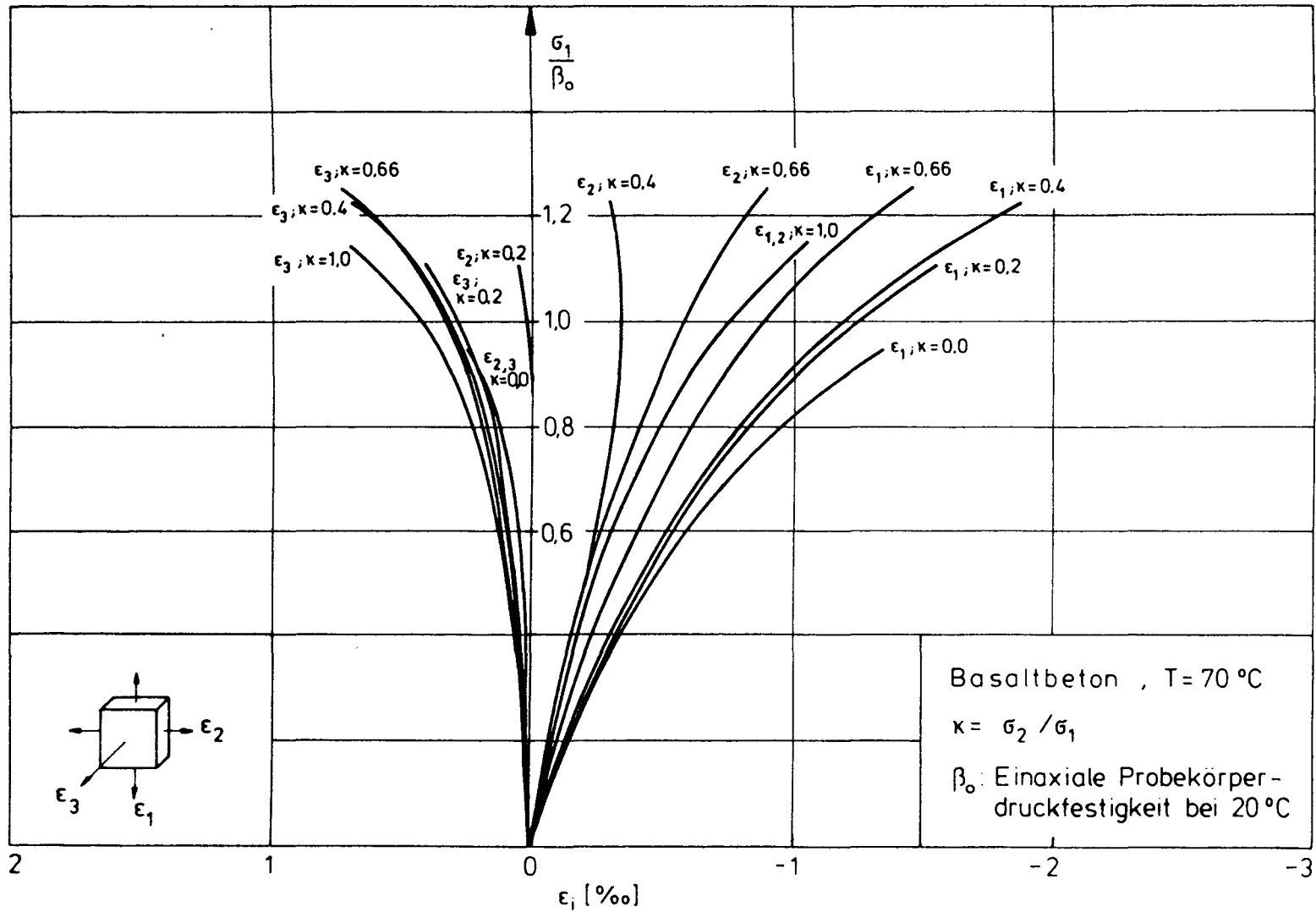


Bild 2.14: σ - ϵ -Diagramm von Basaltbeton bei 70°C (belastet aufgeheizte Proben).

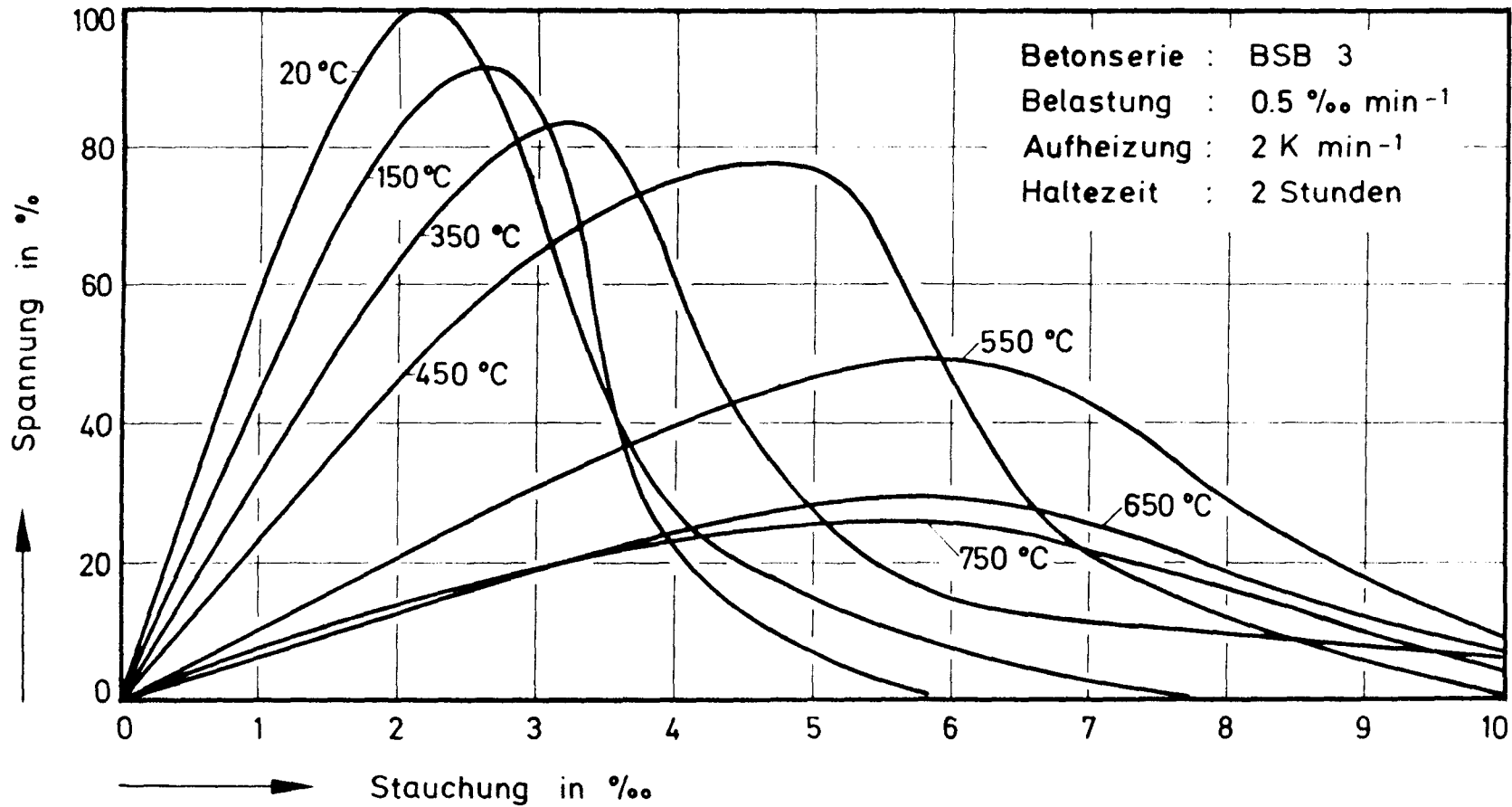


Bild 2.15: σ - ϵ -Beziehung von Basaltbeton bei hohen Temperaturen.

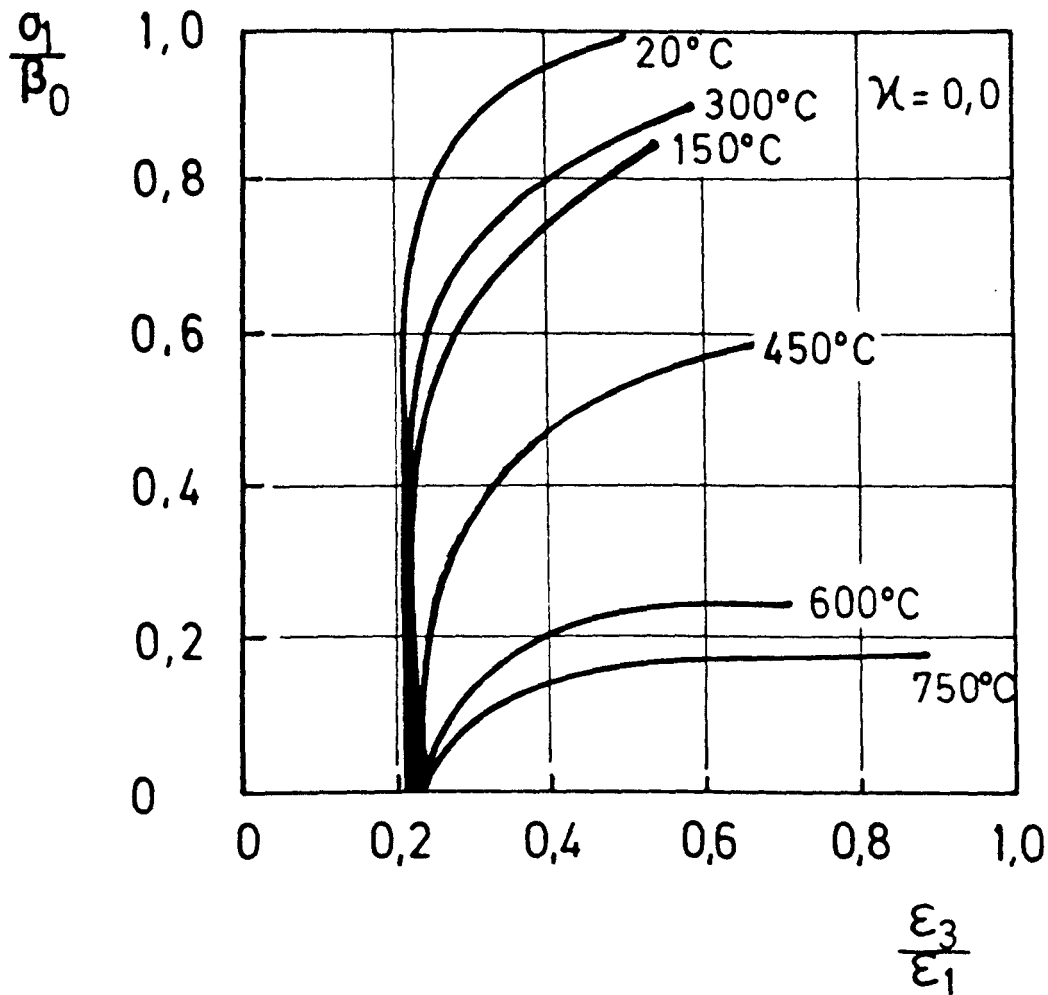


Bild 2.16: Querdehnzahlen eines quarzitischen Normalbetons in Abhängigkeit vom Belastungsgrad (nach /2.6/)

3. Kriechen von HTR-Beton

Im Verlaufe des Errichtens, Vorspannens, Prüfens und der Inbetriebnahme sowie des anschließenden Dauerbetriebs ist der Reaktorbeton unterschiedlichen mechanischen und thermischen Belastungen ausgesetzt. Schematisch ist dies in Bild 3.1 dargestellt. Es lassen sich i. w. drei Bereiche unterscheiden. Zur Zeit t_1 wird der Beton beispielsweise durch Aufbringen der Vorspannung belastet, er zeigt eine spontan-elastische Verformung, anschließend erfolgt das Kriechen bei Raumtemperatur, das bis zum Zeitpunkt t_2 andauert. Im Zuge der Betriebsaufnahme steigt die Temperatur bis zum Zeitpunkt t_3 an. In dieser Phase tritt im Beton das sog. Übergangskriechen auf, auch instationäres Kriechen genannt. Zum Zeitpunkt t_3 ist die relativ konstante Betriebstemperatur erreicht und der Beton zeigt stationäres Kriechen bei erhöhten aber konstanten Temperaturen. Nachfolgend werden die drei Bereiche:

- Bereich I: Kriechen bei Raumtemperatur
- Bereich II: Übergangskriechen oder instationäres Kriechen
- Bereich III: Stationäres Kriechen

getrennt behandelt, wobei über die Bereiche I und III, in denen jeweils stationäres Kriechen vorherrscht, zusammenfassend berichtet wird. Begonnen wird mit den Betonverformungen im Bereich II, dem Übergangskriechen.

Beim Zusammenstellen der Kriechdaten konnte zum überwiegenden Teil auf Verformungsdaten zurückgegriffen werden, die direkt mit dem HTR-Basaltbeton gemessen worden sind /3.1 bis 3.5/. Darüberhinaus konnten auch Erfahrungen und Versuchsdaten übernommen werden, die bei der Bearbeitung anderer Forschungsvorhaben gewonnen wurden /3.6 bis 3.9/.

3.1 Übergangskriechen

In der Literatur /3.10 bis 3.16/ wird unter Übergangskriechen das Kriechen des Betons während des Übergangs von einer Temperaturstufe zu einer anderen verstanden. Es umfaßt den Zeitraum, in dem thermisch instationäre Verhältnisse vorherrschen, und wird daher auch instationäres Kriechen genannt.

Die entsprechenden Kriechdaten sind aus den Ergebnissen von sog. Warmkriechversuchen rechnerisch zu ermitteln. Beim Warmkriechversuch werden die Proben in die Prüfmaschine eingebaut, mit einer bestimmten Kraft - z. B. 10, 20 oder 30 % der bei Raumtemperatur gemessenen Festigkeit - belastet und unter Aufrechterhalten der Last mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit bis zu Temperaturen die nahe an die Versagenstemperatur heranreichen aufgeheizt. Die auftretenden Betonverformungen werden gemessen und entsprechend der verwendeten Definitionsgleichung für die Gesamtverformung ausgewertet.

In der Literatur /3.7 bis 3.16/ findet man eine ganze Reihe komplexer Ansätze, die das Verformungsverhalten mehr oder weniger zutreffend beschreiben. Bei fast allen Modellen werden die Gesamtverformungen eingeteilt in die lastunabhängige thermische Dehnung ε_{th} und in die lastabhängige Verformung ε_{σ} :

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} \quad (3.1)$$

wobei die Komponenten als abhängig von einer Vielzahl von Variablen angesehen werden; beispielsweise von der Temperatur T , der Feuchtigkeit h , der Spannung σ , ihren Ableitungen und ihren zeitlichen Verläufen:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T, \dot{T}, h, \dot{h}) + \varepsilon_{\sigma}(\sigma, \sigma(t), T, \dot{T}, h, \dot{h} \dots) \quad (3.2)$$

Die lastabhängigen Verformungsanteile während der Aufheizphase werden unter anderem /3.10/ unterteilt in zeitunabhängige, elastische und plastische Verformungen $\varepsilon_{el}(\sigma, T)$ und $\varepsilon_{pl}(\sigma, T)$, in transiente Verformungen $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ und in zeitabhängige Kriechverformungen $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$:

$$\varepsilon_{\sigma} = \varepsilon_{el}(\sigma, T) + \varepsilon_{pl}(\sigma, T) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) + \varepsilon_{cr}(\sigma, T, t) \quad (3.3)$$

Von Schneider /3.15 und 3.16/ wurde ein sehr differenziertes Modell erarbeitet:

$$\varepsilon_{\sigma} = \frac{\sigma}{E(E_0, \sigma, T)} (1 + \chi(\sigma, E, E_0) + \Phi(\sigma, T, h)) \quad (3.4)$$

Bei diesem Ansatz werden auch plastische Verformungsanteile $\chi(\sigma, E, E_0)$ berücksichtigt, wie sie bei σ - ε -Diagrammen im Bereich hoher Lasten zu beob-

achten sind. Darüber hinaus werden gegenüber einem früheren Ansatz /3.12/ der E-Modul und die Φ -Funktion last- bzw. feuchtigkeitsabhängig angesetzt.

Der E-Modul spielt in diesem Modell ebenso wie im Modell von Bazant und Pannula /3.11/ eine zentrale Rolle, da alle anderen Verformungsanteile auf ihn bezogen sind. Der E-Modul hängt jedoch, wie die Ausführungen im Kapitel 1 gezeigt haben, sehr komplex von den hygrothermischen Verhältnissen und von der Versuchsdurchführung zu seiner Ermittlung ab (vgl. auch /3.17/ und /3.18/). Außerdem verhält sich Beton - insbesondere bei höheren Temperaturen - stark nichtlinear-elastisch.

Zur Veranschaulichung der Verhältnisse wird auf das Bild 3.2 verwiesen, das die temperaturabhängigen E-Modulverläufe des hochfesten Betons zeigt. Die E-Moduln wurden auf drei verschiedene Arten ermittelt. Kurve 1 gibt die E-Moduln wieder, die im Warmkriechversuch kontinuierlich durch zyklisches Be- und Entlasten der Proben zwischen 10 % und 30 % der Bruchlast bzw. $\sigma_2 = 9,1 \dots 27,3 \text{ N/mm}^2$ bestimmt wurden. Kurve 2 repräsentiert Werte, die bei zyklischen Belastungen zwischen 0,2 % und 20 % bzw. $\sigma_1 = 0,2 \dots 18,2 \text{ N/mm}^2$ ermittelt wurden. Die Werte der Kurve 3 entstammen einem sog. stationären Versuch (Aufheizen ohne Last, 2 h Halten nach Erreichen der Versuchstemperatur, Bestimmen des E-Moduls durch dreimaliges Be- und Entlasten bei konstanter Versuchstemperatur). Die E-Moduln verhalten sich bei einzelnen Versuchstemperaturen wie 1:5, d. h. entsprechend Gl. (3.4) müßten sich auch die Φ -Werte je nach angesetztem E-Modul wie 1:5 verhalten.

Tatsächlich wird mit steigenden Temperaturen das Verhältnis von den elastischen Verformungen zu den nichtelastischen, lastabhängigen Verformungen immer kleiner, wie aus Bild 3.2 hervorgeht, das die lastabhängigen Verformungen ε_σ (s. Gl. (3.1)) eines mit 10 % seiner Bruchlast (bei 20 °C) belastet aufgeheizten hochfesten Betons zeigt.

Bis etwa 100 °C werden die lastabhängigen Übergangsverformungen fast ausschließlich vom E-Modul bestimmt. In diesem Bereich hat sich der Ausgangs-E-Modul $E(20 \text{ °C})$ um höchstens 10 bis 20 % erniedrigt. Oberhalb von 100 °C setzen starke lastabhängige Verkürzungen der Probe ein; die Verformungszunahme aufgrund des thermisch bedingten Abfalls des E-Moduls $(\sigma_0/E(\hat{\sigma}_2, T) - \sigma_0/E(20 \text{ °C}))$ bzw. $(\sigma_0/E(\hat{\sigma}_1, T) - \sigma_0/E(20 \text{ °C}))$ beträgt jedoch bei 150 °C nur

1/4 bis 1/8 der zusätzlich zur elastischen Anfangsverformung $\varepsilon_{el}(20^\circ) = \sigma_0/E(20^\circ\text{C})$ auftretenden Verformung $\sigma/\sigma_0 \cdot \tilde{\varepsilon}$ (vgl. Bild 3.2); bei 700 °C sind es 1/5 bis 1/25.

Aus den genannten Gründen und zur Vereinfachung der mathematischen Beschreibung der Verformungen werden in dem folgenden Ansatz die durch thermisch bedingte Änderung des E-Moduls hervorgerufenen Verformungen $\sigma/E(\sigma, T) - \sigma/E(20^\circ\text{C})$ und die sonstigen lastabhängigen Verformungen $\varepsilon_{tr}(\sigma, T)$ zu einem $\tilde{\varepsilon} \cdot \alpha$ bzw. $\tilde{\varepsilon} \cdot \sigma/\sigma_{ult}$ zusammengefaßt (vgl. Bild). ε stellt also die auf den Belastungsgrad bezogenen temperatur- und lastabhängigen Verformungen dar (normalized transient strain). Die Gesamtverformung setzt sich demnach additiv aus drei Komponenten zusammen:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \varepsilon_{el}(\sigma) + \varepsilon_{tr}(\sigma, T) \quad (3.5)$$

bzw.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(T) + \frac{\sigma}{E(20^\circ\text{C})} + \frac{\sigma}{\sigma_{ult}} \cdot \tilde{\varepsilon}(T) \quad (3.6)$$

ε_{th} und $\tilde{\varepsilon}$ sind nur abhängig von der Temperatur; $E(20^\circ\text{C})$ und σ_{ult} sind Konstanten. $\tilde{\varepsilon}$ kann aus den Warmkriechkurven errechnet werden. Mit $\alpha = \sigma/\sigma_{ult}$ erhält man für das bezogene instationäre Kriechen $\tilde{\varepsilon}$:

$$\tilde{\varepsilon} = (\varepsilon_{tot} - \varepsilon_{el}(20^\circ\text{C}) - \varepsilon_{th})/\alpha \quad (3.7)$$

Die Auswertung der Verformungsdaten einer ganzen Reihe von Betonserien (vgl. /3.7/ und /3.8/ hat ergeben, daß die Betonverformungen mit den o. g. Annahmen:

- ε_{th} ist nur eine Funktion der Temperatur
- $\tilde{\varepsilon}$ ist nur eine Funktion der Temperatur

ausreichend genau beschrieben werden, sofern man sich nur auf Aufheizvorgänge und Belastungsniveaus von maximal etwa 50 ... 60 % der Bruchspannung bei Raumtemperatur beschränkt. Für höhere Spannungsniveaus ist $\tilde{\varepsilon}$ auch als Funktion des Spannungsniveaus anzugeben; außerdem ist sowohl für die thermische Dehnung als auch für $\tilde{\varepsilon}$ die thermische Geschichte zu berücksichtigen,

d. h., es ist mindestens anzugeben ob es sich um Aufheizvorgänge oder Abkühlvorgänge handelt (s. z. B. /3.19/).

Aus praktischen Erwägungen heraus - insbesondere auch im Hinblick auf den Vergleich von Verformungsdaten, die mit unterschiedlichen Probenformen und Probenserien gewonnen wurden - scheint es im vorliegenden Fall günstiger zu sein, das instationäre Kriechen anstatt auf den Belastungsgrad α direkt auf die aktuelle Spannung σ zu beziehen:

$$\tilde{\epsilon} = (\epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{el}}(20\text{ °C}) - \epsilon_{\text{th}})/\sigma \quad (3.8)$$

bzw. beim Warmkriechversuch auf die während des Versuchs konstant gehaltene Anfangsspannung σ_0 :

$$\tilde{\epsilon} = (\epsilon_{\text{tot}} - \epsilon_{\text{el}}(20\text{ °C}) - \epsilon_{\text{th}})/\sigma_0 \quad (3.9)$$

Bei den weiteren Betrachtungen wird demgemäß unter bezogenem instationären Kriechen ($\tilde{\epsilon}$) von der Definition gemäß Gleichung (3.8) ausgegangen.

Um $\tilde{\epsilon}$ aus den Versuchswerten errechnen zu können, müssen die elastische Anfangsverformung und die thermische Dehnung bekannt sein. Die elastische Anfangsverformung wird direkt gemessen und kann somit auch direkt in Gleichung (3.8) eingesetzt werden. Die thermische Dehnung ist in Parallelversuchen an unbelasteten Proben zu ermitteln. Wegen der zentralen Bedeutung der thermischen Dehnung für die Erweiterung des Übergangskriechens sind die wichtigsten Daten im folgenden Kapitel nochmals knapp zusammengestellt.

3.1.1 Thermische Ausdehnung während der Aufheizung und Abkühlung von HTR-Basaltbeton

Im Rahmen der Untersuchung des Dauerstandverhaltens von HTR-Basaltbeton /3.1/ wurde auch das thermische Dehnverhalten des Basaltbetons bis zu Temperaturen von 200 °C untersucht. In Bild 3.3 sind die entsprechenden Ergebnisse dargestellt. Die Einzelmeßwerte sind jeweils mit einem Kreuz gekennzeichnet. Die durchgezogene Linie stellt den errechneten Mittelwert der thermischen Dehnung von insgesamt sechs Proben dar, die unversiegelt aufgeheizt wurden. In den Versuchen betrug die Aufheizgeschwindigkeit einheit-

lich 5 K/h. Als Probekörper fanden Zylinder mit \varnothing 8 cm und einer Länge von 24 cm Verwendung.

Zusätzlich ist in Bild 3.3 als gestrichelte Linie die zu erwartende thermische Ausdehnung eingezeichnet, die sich ergäbe, wenn die Proben unter versiegelten Bedingungen aufgeheizt würden. Der Verlauf der gestrichelten Linie wurde aus Versuchswerten errechnet, die im Rahmen eines anderen Forschungsvorhabens /3.9/ beim Aufheizen von versiegelten Kiesbeton und versiegelten Zementsteinproben gewonnen wurden. Bei den Versuchen in /3.9/ hatte es sich gezeigt, daß die Anfangssteigung der thermischen Dehnung der versiegelten Proben gleich der Anfangssteigung der thermischen Dehnung der unversiegelten Proben ist. Bei den versiegelten Proben behält diese Steigung ihren Wert bis zu Temperaturen von etwa 250 °C bei, d. h. die thermische Dehnung der versiegelt aufgeheizten Proben können durch eine Gerade beschrieben werden. Demgegenüber beginnen die Dehnungskurven der unversiegelt aufgeheizten Proben ab etwa 80 °C - 90 °C einen flacher werdenden Anstieg mit der weiteren Temperaturerhöhung zu nehmen. Bei einigen Proben wurde im Bereich der stärksten Entwässerung sogar ein ausgeprägtes Plateau beobachtet. Nach Abschluß der Entwässerung - bei Temperaturen von etwa 140 °C - steigt die thermische Dehnung mit der weiteren Temperaturerhöhung wieder verstärkt an, um ab etwa 200 °C parallel zu der thermischen Ausdehnung der versiegelt aufgeheizten Proben zu verlaufen.

Neben den Dehnungsmessungen an zylindrischen Proben mit dem geringen Durchmesser von 8 cm wurden auch Dehnungsmessungen mit zylindrischen Proben durchgeführt, die einen Durchmesser von 15 cm hatten /3.2/. Der Temperaturbereich bei den zuletzt genannten Untersuchungen erstreckte sich von 20 °C bis 300 °C. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 3.4 dargestellt. Die Punkte bzw. Kreuze geben die mit den einzelnen Proben gemessenen Werte wieder. Die durchgezogene Linie repräsentiert den Mittelwert. Diese Proben wurden ebenso wie die dünneren Zylinder mit 5 K/h unversiegelt aufgeheizt.

Vergleicht man die Ergebnisse, die mit den dickeren Zylindern erzielt wurden, mit den Ergebnissen aus Versuchen mit den dünneren Zylindern, so kann man feststellen, daß nur im Temperaturbereich 20 °C bis etwa 140 °C geringfügige Unterschiede auftreten. Hier scheinen sich die dünneren Proben etwas stärker auszudehnen als die dickeren Proben. Es ist aber zu beachten, daß

sowohl im Bild 3.3 als auch im Bild 3.4 die thermische Ausdehnung über der Oberflächentemperatur dargestellt ist. Bei gleichen Oberflächentemperaturen ergeben sich jedoch für die unterschiedlich dicken Zylinder unterschiedliche mittlere Proben Temperaturen. Die dünneren Zylinder weisen bei gleicher Oberflächentemperatur immer etwas höhere mittlere Proben Temperaturen auf als die dickeren Zylinder und damit auch bei gleichen Oberflächentemperaturen etwas höhere thermische Ausdehnungen. Auch trocknen die dünneren Proben etwas schneller aus als die dickeren Zylinder, so daß die Schwindvorgänge, die zu einer Minderung der thermischen Ausdehnung führen, bei den dünneren Zylindern eher einsetzen als bei den stärkeren Zylindern.

Da die Feuchtezustände und die Temperaturen zwischen Probenkern und Probenmantel bei den dünneren Proben geringere Unterschiede aufweisen als bei den dickeren Proben, geben die mit den dünneren Zylindern gemessenen thermischen Ausdehnungen das Verhalten einer bestimmten Betonfaser in einem Bauteil besser wieder als die Werte, die mit den dickeren Proben gemessen worden sind. Bei den stärkeren Zylindern werden die auftretenden Phänomene über einem größeren Temperaturbereich probenintern verschmiert.

Im Mittel liegen die Abweichungen zwischen den thermischen Dehnungen, die mit den dünnen Zylindern und denen, die mit den dicken Zylindern gemessen wurden, bei etwa 0,1 ‰. Dies ist eine Größenordnung, die bei solchen Untersuchungen üblicherweise auch als Exemplarstreuung auftritt.

Die in den Bildern 3.3 und 3.4 präsentierten Meßwerte sind in Bild 3.5 nochmals zusammen mit Ergebnissen aus /3.5/, bei denen die thermische Ausdehnung zwischen 20 °C und 600 °C gemessen wurde und mit den Ergebnissen einer Messung, bei der die thermische Dehnung von HTR-Basaltbeton bis 900 °C gemessen wurde, zusammenfassend dargestellt. Für den Temperaturbereich 900 °C bis 1000 °C wurde die Dehnungskurve entsprechend den Erfahrungen, die im Rahmen anderer Untersuchungen (s. z. B. /3.6 und 3.7/) gewonnen wurden, extra poliert.

Zusätzlich sind für den Bereich 90 °C bis etwa 450 °C als gestrichelte Linien die zu erwartenden thermischen Ausdehnungen aufgetragen, die sich beim Aufheizen versiegelter Proben ergäben. Der geschätzte Verlauf beruht, wie bereits erwähnt, auf Versuchserfahrungen /3.9/ wo er bis etwa 260 °C meßtechnisch abgesichert werden konnte. Bei den entsprechenden Versuchen hat

sich gezeigt, daß im Temperaturbereich 250 °C bis 260 °C bereits geringste Undichtigkeiten des Versiegelungsgefäßes innerhalb einiger Stunden zur vollständigen Austrocknung der Proben führt. Es ist daher auch unter den Massenbetonverhältnissen, wie sie beim dickwandigen HTR-Druckbehälter vorliegen, damit zu rechnen, daß bei Dampfdrücken von 16 bar (200 °C) bis 80 bar (ca. 275 °C) eine partielle Dampfdruckentlastung erfolgt. Dabei kommt es naturgemäß zum örtlichen Austrocknen des Betons und seine thermische Dehnung wird sich an die des frei austrocknenden Betons anschmiegen. Während des Dampfdruckentlastungsvorganges wird der Beton infolge Schwindens trotz Temperaturerhöhung keine nennenswerte Ausdehnung zeigen. In Bild 3.5 ist dies durch das Abzweigen der gestrichelten Kurven bei 240 °C und bei 280 °C angedeutet. Der Betonwassergehalt bei dem die thermische Ausdehnung von dem gestrichelten Verlauf in den durchgezogenen übergeht, kann entsprechend den Ausführungen des Kapitels 1.7 abgeschätzt werden.

Die während des Abkühlens von unbelasteten Basaltbetonproben (Probendurchmesser 15 cm, Probenlänge = 30 cm) auftretenden Kontraktionen sind in Bild 3.6 dargestellt. Man erkennt, daß die Verkürzungen der Proben, die von 120 °C abgekühlt wurden, nahezu linear mit der Temperaturerniedrigung verlaufen. Nur im Anfangsbereich - beim Einsetzen der Abkühlung - ergeben sich geringere Kontraktionen. Das liegt daran, daß sich beim Einsetzen der Abkühlung zunächst in den Proben ein Temperaturgradient (innen heißer als außen) aufbauen muß. Bei der Abkühlung von 300 °C ist ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Für das Abkühlen der Proben von 120 °C auf 20 °C läßt sich ein thermischer Ausdehnungskoeffizient von $8,3 \times 10^{-6}/K$ errechnen; für die Abkühlung von 300 °C auf 20 °C von etwa $9,6 \times 10^{-6}/K$.

3.1.2 Übergangskriechen während des Aufheizens

Das Übergangskriechen des HTR-Basaltbetons wurde am intensivsten im Rahmen der Dauerstandversuche /3.1/ und der E-Modulversuche /3.2/ untersucht. Hierbei wurden zylindrische Proben mit einem Durchmesser von 8 cm und einer Länge von 20 cm unversiegelt mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 5 K/h bei unterschiedlicher mechanischer Belastung auf Temperaturen von 70 °C, 120 °C bzw. auf 200 °C aufgeheizt. Die Spannungsniveaus reichten von 0 N/mm² bis zu 37,5 N/mm². Pro Versuchsparameterkombination wurden im allgemeinen drei Proben geprüft.

Eine zusammenfassende Darstellung der gemessenen Gesamtverformungen ist in Bild 3.7 dargestellt. Hierin entsprechen die Werte, die beim Spannungsniveau $\sigma = 0$ gemessen wurden der thermischen Dehnung des Betons. Man erkennt, daß die instationären Kriechverformungen bereits bei relativ niedrigen Spannungsniveaus, z. B. $16,1 \text{ N/mm}^2$, die thermische Ausdehnung des Betons kompensieren. Bei höheren Kriechspannungen, z. B. bei 26 N/mm^2 , erreichen die instationären Kriechverformungen bereits das doppelte der thermischen Ausdehnung. Des weiteren erkennt man, daß die Meßwerte abgesehen von den Werten, die bei den mit $32,2 \text{ N/mm}^2$ belasteten Proben gemessen wurden, relativ geringe Exemplarstreuungen aufweisen.

Um die Effekte, die teilweise durch die Meßwertstreuungen überdeckt werden, besser erkennen zu können, wurden von den Meßwerten zunächst Mittelwerte gebildet. Die dabei angewandten Verfahren dazu sind ausführlich in /3.1/ und /3.19 und 3.20/ beschrieben.

Die errechneten Mittelwerte sind in Bild 3.8 dargestellt. Man erkennt, daß nahezu unabhängig von Belastungsgrad bis zu Temperaturen von etwa 60°C Ausdehnungen der Probekörper auftreten. Oberhalb von 60°C setzt dann in verstärktem Maße instationäres Kriechen ein. Die Kriechgeschwindigkeit erreicht ihre größten Werte im Temperaturbereich 90°C bis 120°C , also bei den Temperaturen, wo die Entwässerungsvorgänge verstärkt ablaufen. Nach dem Austrocknen der Proben, etwa ab 120°C - 140°C , nehmen die Kriechgeschwindigkeiten wieder ab.

Aus Übersichtsgründen sind in Bild 3.9 die instationären Kriechverformungen dargestellt, die entsprechend der Gl. (3.5) unter Verwendung der in Bild 3.3 und 3.8 angegebenen thermischen Dehnungen und der bei den jeweiligen Versuchen gemessenen spontanen elastischen Anfangsverformungen errechnet wurden. Bild 3.9 kann man entnehmen, daß die Kurven der instationären Kriechverformungen, die bei verschiedenen Belastungen gemessen wurden, untereinander eine große Ähnlichkeit aufweisen. Die weitere Auswertung gemäß Gl. (3.9), deren Ergebnisse in Bild 3.10 dargestellt sind, zeigen daß bis zu Belastungen von $26,8 \text{ N/mm}^2$ sogar eine Linearität zwischen der Größe der instationären Kriechverformungen und der angelegten Spannungen existiert. Bei höheren Belastungsgraden, hier bei Kriechspannungen von $32,2 \text{ N/mm}^2$ und $37,5 \text{ N/mm}^2$, die etwa 60 % bzw. 70 % der Bruchspannung bei 20°C entspre-

chen, nehmen die Kriechverformungen überproportional mit der angelegten Spannung zu. Es wurde daher eine Korrekturfunktion χ eingeführt. Sie ist in Bild 3.11 dargestellt. Bis zu Spannungen von $26,8 \text{ N/mm}^2$ verläuft sie identisch mit der Spannungsachse. Oberhalb dieses Spannungswertes nimmt sie progressiv mit der weiteren Spannungszunahme zu. Bei etwa $45,6 \text{ N/mm}^2$ oder bei etwa 85 % der Kurzzeitfestigkeit strebt sie gegen sehr große Werte und zeigt damit das Versagen der Proben unter diesen Kriechspannungen an.

In Bild 3.12 sind die mit Hilfe der Funktion χ entsprechend der Gl. (3.10) normierten bezogenen instationären Kriechverformungen aufgetragen. Die gepunkteten Kurven geben die einzelnen bei unterschiedlichen Spannungsniveaus gemessenen bezogenen instationären Kriechverformungen wieder. Die durchgezogene Linie repräsentiert den Mittelwert. Man kann feststellen, daß durch die eingeführte Normierung eine sehr gute Übereinstimmung der bei unterschiedlichen Kriechspannungen ermittelten bezogenen Kriechkurven erzielt wird.

Ähnliche Versuche wie mit den dünnen Zylindern (Durchmesser 8 cm) wurden im Rahmen der Hochtemperaturkriechversuche auch mit den dickeren Zylindern (15 cm Durchmesser) durchgeführt. Jedoch betrug die Kriechspannung bei diesen Versuchen einheitlich 15 N/mm^2 . Das Aufheizen erfolgte ebenfalls mit 5 K/h . Die Ergebnisse der mit Basaltbeton durchgeführten Kriechversuche sind in Bild 3.13 zusammengefaßt. Es enthält auf der Y-Achse die Summe aus instationärem Kriechen und thermischer Ausdehnung in o/oo; auf der X-Achse die Oberflächentemperatur. Um zu den bezogenen instationären Kriechkurven zu gelangen, ist von den in Bild 3.13 dargestellten Werten noch die thermische Dehnung abzuziehen und durch die Kriechspannung (15 N/mm^2) zu dividieren. Das entsprechende Ergebnis ist in Bild 3.14 dargestellt. Daneben ist das bezogene instationäre Kriechen der dünneren Zylinder mit vergleichbarer Kriechspannung als gestrichelte Linie mit aufgeführt (vgl. auch Bild 3.10). Man erkennt, daß das bezogene instationäre Kriechen der dickeren Zylinder in dem betrachteten Temperaturbereich bis 200°C um ca. 10 % geringer ausfällt als das Kriechen der dünneren Zylinder. Ursache dafür mag wiederum die Tatsache sein, daß in den dickeren Zylindern aufgrund der im Vergleich zu den dünneren Zylindern größeren Temperaturdifferenz zwischen Probekörperzentrum und Mantelfläche bei gleicher Oberflächentemperatur eine geringere mittlere Probentemperatur vorherrscht und somit die bei einer be-

stimmten mittleren Probentemperatur zu erwartenden Kriechverformungen in Richtung höhere Oberflächentemperatur verschoben sind als bei den dünneren Zylindern. Insofern muß angenommen werden, daß die bezogenen instationären Kriechwerte, die mit den dünneren Zylindern ermittelt worden sind, das Kriechen einer bestimmten Betonfaser in der Konstruktion eher beschreibt als die mit den dickeren Zylindern ermittelten Kriechwerte.

Im Rahmen der Hochtemperaturfestigkeitsuntersuchungen wurden auch instationäre Kriechwerte des Basaltbetons bis zu 600 °C ermittelt. Die Proben wurden ebenfalls unversiegelt mit unterschiedlichen Aufheizgeschwindigkeiten, aufgeheizt. Die Ergebnisse, die bei langsamem Aufheizen (rd. 5 K/h) ermittelt wurden, sind in Bild 3.15 angegeben; die bei schnellem Aufheizen (rd. 20 K/h) erzielten Werte enthält Bild 3.16. In den Bildern sind die jeweils bei den Versuchen gemessenen Einzelwerte sowie - als durchgezogene Linien - die Mittelwerte aus drei Versuchen dargestellt. Außerdem enthalten die Bilder noch die Mittelwerte aller bei den Versuchen gemessenen instationären Kriechwerte als gestrichelte Linien.

Vergleicht man die Bilder 3.15 und 3.16 so gewinnt man zunächst den Eindruck, daß die Aufheizgeschwindigkeit einen erheblichen Einfluß auf die Werte des instationären Kriechens bis 600 °C ausübt, denn bei den langsam aufgeheizten Basaltbetonprobekörpern (s. Bild 3.15) liegt die Mittelwertkurve für die untersuchten Proben A 12, A 10 und A 8 immer über dem Mittelwert aller Basaltbetonproben. Während es bei den schnell aufgeheizten Proben genau umgekehrt ist, d. h., die schnell aufgeheizten Proben zeigen ein geringeres instationäres Kriechen. Weitere Untersuchungen haben aber gezeigt, daß der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeiten nicht überschätzt werden sollte (vgl. /3.5/).

Nach entsprechendem Auswerten der Versuchsdaten aus den Bildern 3.15 und 3.16 gemäß Gl. (3.9) unter Zugrundelegen der in Bild 3.5 angegebenen thermischen Dehnung erhält man für das bezogene instationäre Kriechen des Basaltbetons den in Bild 3.17 angegebenen Kurvenverlauf. Zum Vergleich sind als gestrichelte Linie noch die Ergebnisse aus den Dauerstandversuchen /3.1/ und die Ergebnisse der Hochtemperaturkriechversuche /3.3/ dargestellt. Man erkennt, daß sich in den vergleichbaren Temperaturbereichen eine gute Übereinstimmung der bezogenen instationären Kriechverformungen

ergibt. Daraus kann unter anderem abgeleitet werden, daß sowohl die Aufheizgeschwindigkeit als auch die Probenfeuchtigkeit das instationäre Kriechen nur geringfügig beeinflussen.

Die zuletzt gemachte Feststellung, daß die Feuchtigkeit ohne gravierenden Einfluß auf die Entwicklung der instationären Kriechverformungen ist, wird unter anderem durch die Versuchsergebnisse aus /3.9/ gestützt. Bei den dortigen Versuchen wurden unter gleichen thermischen Bedingungen jeweils eine Probe unversiegelt und eine Probe versiegelt bis auf maximale Temperaturen von 260 °C aufgeheizt. Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigte, daß sich die Proben hinsichtlich ihres thermischen Ausdehnungsverhaltens zwar deutlich unterscheiden (vgl. auch Abschnitt 3.1.1) die instationären Kriechverformungen jedoch fast identisch waren. - Entsprechende Versuche mit dem Basaltbeton werden erst im Rahmen des F u. E-Programms "HTR-Betonversuche - Ergänzende Betonversuche" in Kürze begonnen.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß beim Basaltbeton bis etwa 40 °C das instationäre Kriechen sehr gering ist. Im anschließenden Temperaturbereich kann man die Kurve für das bezogene instationäre Kriechen bis etwa 400 °C in guter Näherung mit einer Geraden beschreiben. Oberhalb von 400 °C nimmt das instationäre Kriechen mit steigender Temperaturerhöhung progressiv zu. Bei 600 °C wurden meßtechnische Werte von $0,55 \times 10^{-3} \text{ mm}^2/\text{N}$ gefunden. Bei höheren Temperaturen wurde der Basaltbeton noch nicht untersucht. Erfahrungen mit anderen Betonen lassen darauf schließen, daß das bezogene instationäre Kriechen bis 800 °C noch auf das drei- bis vierfache ansteigt. Bei 1000 °C sind Werte zu erwarten, die etwa zehn- bis zwanzigmal höher liegen als die bei 600 °C gemessenen.

Für die Verwendung der Daten bei Berechnungen ist zu empfehlen, daß bis zu Temperaturen von 200 °C, beispielsweise zur Analyse des Betriebsverhaltens, auf die in Bild 3.12 angegebenen bezogenen instationären Kriechwerte zurückgegriffen werden sollte. Für Störfallanalysen bis zu Temperaturen von 1000 °C kann der Einfachheit halber auf die in Bild 3.17 (inklusive der gegebenen Abschätzung des Verhaltens bis 1000 °C) angegebenen Werte zurückgegriffen werden.

3.1.3 Übergangskriechen während des Abkühlens

Die während des Abkühlens ablaufenden lastabhängigen Übergangsverformungen wurden intensiv nur an Kiesbeton bis zu Temperaturen von etwa 850 °C untersucht. Über die entsprechenden Ergebnisse wurde ausführlich in /3.7/ und /3.19/ berichtet. Zum Berechnen der während des Abkühlens ablaufenden transienten Kriechverformungen wurde das gleiche Modell wie für die Aufheizphase herangezogen. Die Auswertungen der Meßergebnisse an Kiesbeton haben ergeben, daß größere lastabhängige Übergangsverformungen nur die Proben aufweisen, die auf über 600 °C aufgeheizt worden waren. Bei ihnen setzte im Verlaufe der Abkühlung im Temperaturbereich um 573 °C infolge der reversiblen Quarzumwandlung eine nahezu sprunghafte Verkürzung um ca. 2 ‰ ein. Nach Durchlaufen dieses Sprunges traten dann nur noch sehr geringe lastabhängige Verkürzungen auf.

Die Auswertungen der Versuche mit höheren Belastungsgraden haben gezeigt, daß bei Abkühlvorgängen die lastabhängigen Übergangsverformungen nahezu unabhängig vom Belastungsgrad sind, d. h. bei Belastungen zwischen 10 % und 60 % der Bruchlast treten in der Abkühlphase Verformungen in gleicher Höhe auf. Zur Veranschaulichung sind in Bild 3.18 die transienten Kriechverformungen, die im Verlaufe eines Aufheiz- und Abkühlzyklus auftreten, für die Belastungsgrade $\alpha = 0,1$ und $\alpha = 0,4$ dargestellt. In der Aufheizphase sind der Belastungsgrad und die Temperatur entscheidend für die lastabhängigen Übergangsverformungen. Im Verlaufe des Abkühlens treten bei belasteten Proben geringe zusätzliche Verkürzungen auf ($\epsilon_{tr,ab}$). Sie können bis zu 560 °C in erster Linie linear von der Temperatur gemäß der nachfolgenden Gl. (3.11) und unabhängig vom Belastungsgrad angesetzt werden.

$$\epsilon_{tr,ab} = 1 \text{ ‰} \cdot (T - 20 \text{ °C})/540 \text{ °C} \quad (3.10)$$

Beim Überschreiten der Höchsttemperatur von 560 °C ist im Bereich der Quarzumwandlung (573 °C) eine zusätzliche stufenförmig verlaufende Verkürzung von etwa 2 ‰ zu addieren.

Das Übergangskriechen während des Abkühlens des HTR-Basaltbetons wurde im Rahmen der Hochtemperaturkriechversuche /3.3/ eingehender untersucht. Die entsprechenden Versuchsergebnisse sind in Bild 3.19 dargestellt. Man erkennt, daß die Proben, die von 120 °C abgekühlt wurden, sich nahezu linear

mit der Temperaturerniedrigung verkürzen. Nur im Anfangsbereich, d. h. beim Einsetzen der Abkühlung, ergeben sich geringere Kontraktionen. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich beim Einsetzen der Abkühlung zunächst in den Proben ein Temperaturgradient aufbauen muß, bevor die Proben gleichmäßig auskühlen können. D. h. die Oberflächentemperaturen, die hier angegeben sind, müssen gegenüber der mittleren Temperatur der Proben sinken. Dabei treten naturgemäß noch keine Verkürzungen auf.

Beim Abkühlen von 300 °C ist ein ähnliches Verhalten zu beobachten. Vergleicht man die Kontraktionen der unbelastet abgekühlten Proben (vgl. Bild 3.6 und Bild 3.19), so kann man feststellen, daß sich die einzelnen Werte geringfügig unterscheiden. So verkürzt sich beispielsweise die unter Belastung von 120 °C auf 40 °C abgekühlten Proben um 0,8 ‰ während die Verkürzungen bei den unbelastet abgekühlten Proben bei der gleichen Temperatur nur etwa 0,63 ‰ betragen. Ähnlich verhält es sich wiederum bei den von 300 °C abgekühlten Proben. Auch hier zeigen die belastet abgekühlten Proben etwas stärkere Verkürzungen als die unbelastet abgekühlten Proben, so daß in erster Näherung auf den Ansatz der bei der Untersuchung des Kiesbetons in /3.7/ gewonnen wurde, zurückgegriffen werden kann.

$$\varepsilon_{tr,ab} = 0,15 \text{ ‰ } (T - 20 \text{ °C}) / 100 \text{ °C} \quad (3.11)$$

Zu den in Gl. (3.11) angegebenen Verformungen ist analog zu dem Vorgehen bei Kiesbeton beim Überschreiten von 600 °C während des Aufheizens im Verlaufe des Abkühlens die sprunghafte Verkürzung infolge der Quarzumwandlung zu addieren. Aufgrund des im Vergleich zum Kiesbeton etwa nur halb so hohen Quarzanteils des Basaltbetons, sollte hier eine sprunghafte Verkürzung von nur 1 ‰ berücksichtigt werden.

3.1.4 Übergangskriechen nach Vortemperieren

Beim Betrieb des Reaktors ist davon auszugehen, daß der Beton nach Erreichen seiner stationären Betriebstemperatur im Verlaufe eines Störfalles - ansteigend von dieser normalen Betriebstemperatur - eine weitere Temperaturerhöhung erfährt. Zum realitätsnahen Beschreiben der Betonverformungen ist es also erforderlich zu wissen, ob der Beton nach vorausgegangener langandauernder Beanspruchung mit stationären höheren Temperaturen bei ei-

nem weiteren Temperaturanstieg wiederum instationäre Kriechverformungen zeigt.

Das Verformungsverhalten des Betons, insbesondere seine Übergangsverformungen, wurden im geringen Umfange im Rahmen der Hochtemperaturkriechversuche /3.3/ und der Hochtemperaturfestigkeitsversuche /3.5/ näher untersucht. Die mit Basaltbeton erzielten Versuchsergebnisse sind in den Bildern 3.20 und 3.21 dargestellt.

Bild 3.20 enthält auf der Y-Achse die Summe aus instationärem Kriechen und thermischer Dehnung und auf der X-Achse die Temperatur. Als durchgezogene Linie ist der Mittelwert der Verformungskurven dargestellt, die bei Beginn des Aufheizens bei Raumtemperatur gemessen wurden. Außerdem enthält das Bild noch die entsprechenden Werte, die sich nach vorgeschalteter Haltezeit (bei 120 °C etwa 56 h), während des Aufheizens von 120 °C auf 300 °C ergeben haben. Man erkennt, daß die Mittelwertkurve dieser Verformungen bei etwa 190 °C in die jungfräuliche Kurve einmündet.

Man kann dieses Ergebnis so interpretieren, daß die thermisch/mechanische Vorgeschichte nach einer Temperaturerhöhung um ca. 80 °C (von 120 °C auf 200 °C) kaum noch eine Rolle für das weitere Verhalten der Betone spielt. Anders ausgedrückt: Nach Abschluß einer stationären Belastung bei erhöhten Temperaturen tritt im Verlaufe der weiteren Temperaturerhöhung das gleiche instationäre Kriechen auf, wie beim erstmaligem Temperaturanstieg (vgl. auch Bild 3.21).

3.2 Literatur

- /3.1/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Dauerstandversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.
- /3.2/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - E-Modul-Versuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, April 1986.

- /3.3/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturkriechversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Juni 1986.
- /3.4/ Diederichs, U.; Ehm, C.: HTR-Betonversuche - Biaxiale Druckversuche. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Juni 1986
- /3.5/ Diederichs, U.: HTR-Betonversuche - Hochtemperaturfestigkeitsversuch. Abschlußbericht zur Untersuchung im Auftrage der HRB GmbH, Mannheim. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Januar 1989.
- /3.6/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Beton. Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teil II, Technische Universität Braunschweig, Mai 1983.
- /3.7/ Diederichs, U.; Ehm, C.; Hinrichsmeyer, K.; Schneider U.; Wydra, W.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Arbeitsbericht 1984 - 1986 des Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teil II, Technische Universität Braunschweig, Juli 1987.
- /3.8/ Jumppanen, U. M.; Diederichs, U.; Hinrichsmeyer, K.: Material Properties of F-Concrete at High Temperatures. VTT Research Reports 452, Technical Research Centre of Finland, Espoo (Finland) 1986.
- /3.9/ Diederichs. U.; Hinrichsmeyer, K.; Rostásy, F. S.: Untersuchungen zum Einfluß hoher Betriebstemperaturen auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton in massigen Konstruktionen der Energie- und Abfalltechnik. Abschlußbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig über ein vom Nds. Minister für Wissenschaft und Kunst gefördertes Forschungsvorhaben (Bericht in Vorbereitung).

- /3.10/ Anderberg, Y.; Thelandersson, S.: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at High Temperatures. 2. Experimental Investigation and Material Behaviour Model. Lund Inst. of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 54, Lund 1976.
- /3.11/ Bazànt, Z. P.; Panula, L.: Practical Prediction of Time-dependent Deformations of Concrete (Part 1-6); Materials and Structures; Vol. 11, No. 65, pp. 301 - 328, 1978, No. 66, pp. 415 - 434, Vol. 12, No. 66, pp. 160 - 183, 1979.
- /3.12/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 42, Braunschweig, 1979.
- /3.13/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen (Behaviour of Concrete at High Temperatures), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 337, Berlin 1982.
- /3.14/ Khoury, G. A.; Grainger, B. N.; Sullivan, P. J. E.: Strain of Concrete during the First Heating to 600 °C Under Load. Magazine of Concrete Research, Vol. 37, No. 133, pp. 195 - 215, December 1985.
- /3.15/ Schneider, U. et al.: Behaviour of Concrete at High Temperatures. RILEM COMMITTEE 44-PHT, Final Report, Kassel 1983, 2. Auflage 1985.
- /3.16/ Schneider, U.: Concrete at High Temperatures - A General Review, Fire Safety Journal, 13 (1988), 55 - 58
- /3.17/ Schneider, U.; Diederichs, U.; Weber, A.: Behaviour of HTR-Concrete; State of the Art. IAEA Specialists' Meeting on Design, Criteria and Experience with Prestressed Reactor Pressure Vessels, 4.-7. Dezember 1984 in Lausanne (Switzerland), IAEA-Report IWGGCR-11, Wien 1985.

- /3.18/ Diederichs, U.: Modelle zur Beschreibung der Betonverformung bei instationären Temperaturen. Tagungsband zum Abschlußkolloquium des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", 19.-20. März, TU Braunschweig, 1987.

- /3.19/ Wydra, W.; Diederichs, U.; Schneider, U.: Deformation Behaviour and Creep Effects During a Heating-Cooling-Cycle. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. Aug. 1985, volume 4, paper H 5/6, 1985.

- /3.20/ Weber, A.; Wydra, W.; Diederichs, U.: A Contribution to the Analytical Description of Concrete Deformation under Transient Temperatures. Proceedings of the 8th International Conference on "Structural Mechanics in Reactor Technology", Brussels (Belg.), 19.-23. August 1985, Volume 4, pp. 121 - 126, 1985.

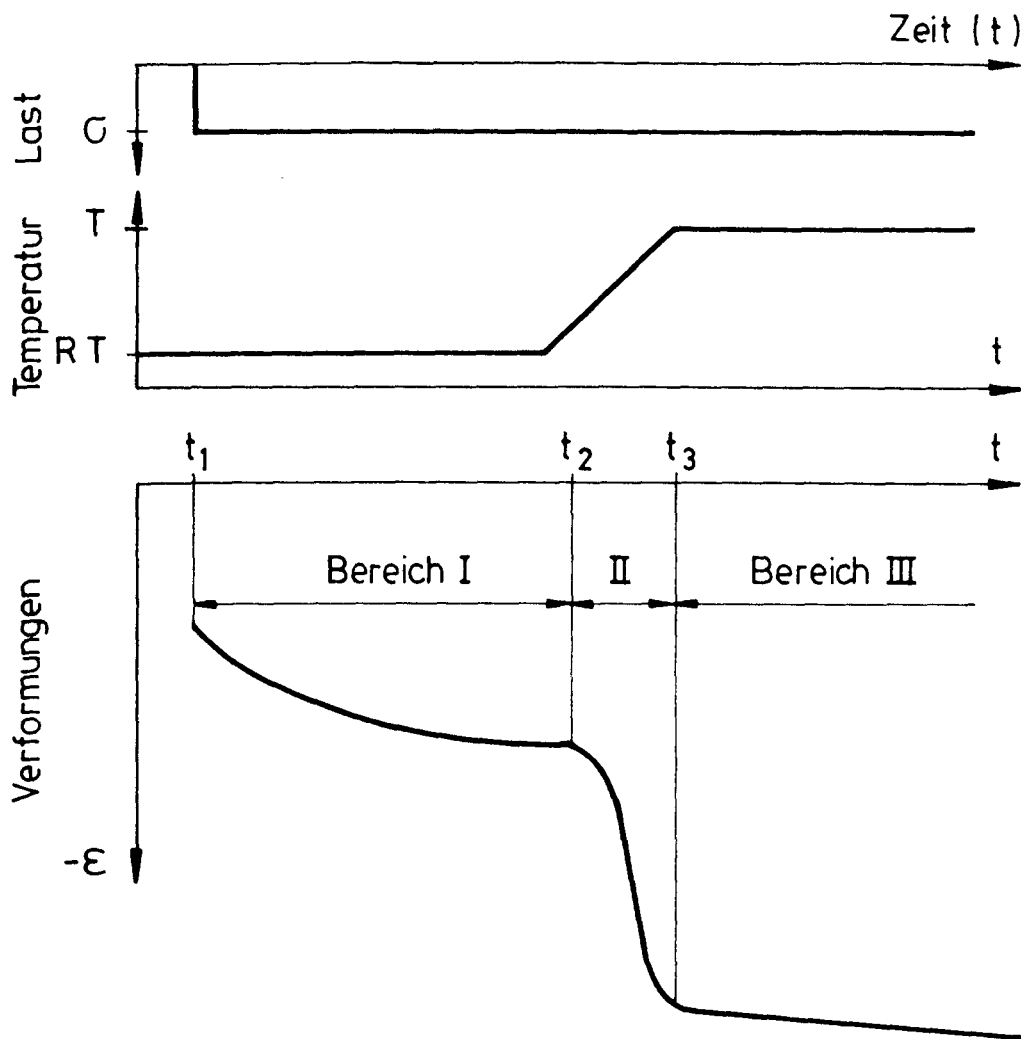


Bild 3.1: Schematische Darstellung des zeitlichen Verlaufs der mechanischen und thermischen Belastungen und der daraus resultierenden Verformungen eines Reaktorbetons

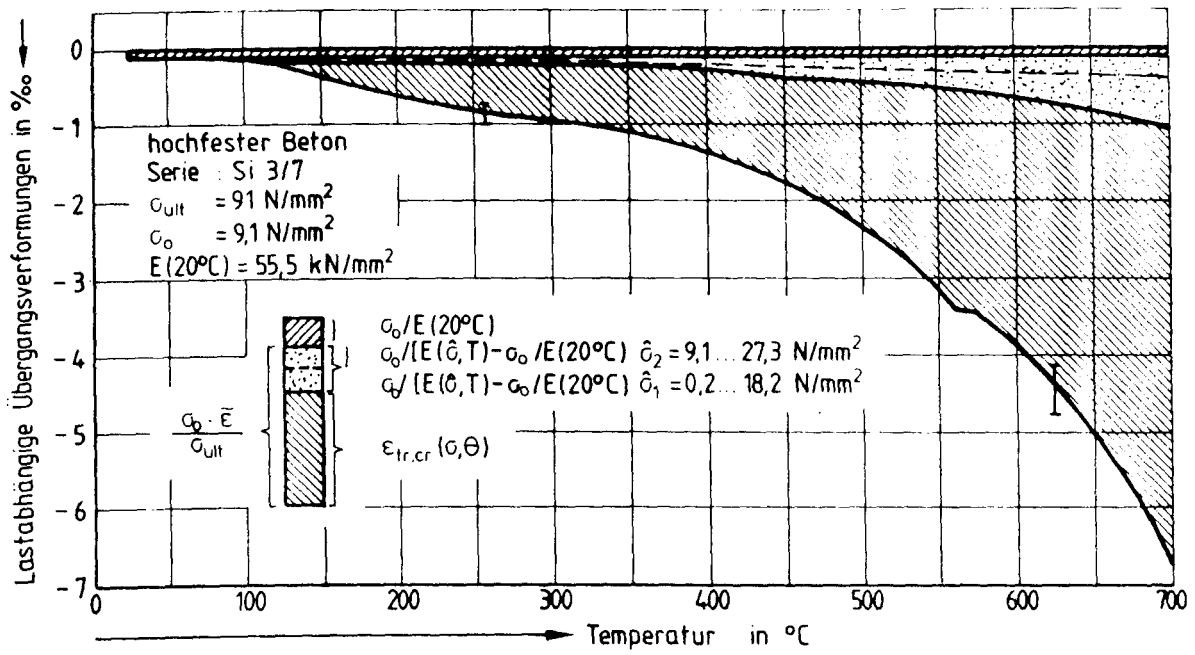


Bild 3.2: Lastabhängige Verformungen des mit 10 % belasteten aufgeheizten hochfesten Betons

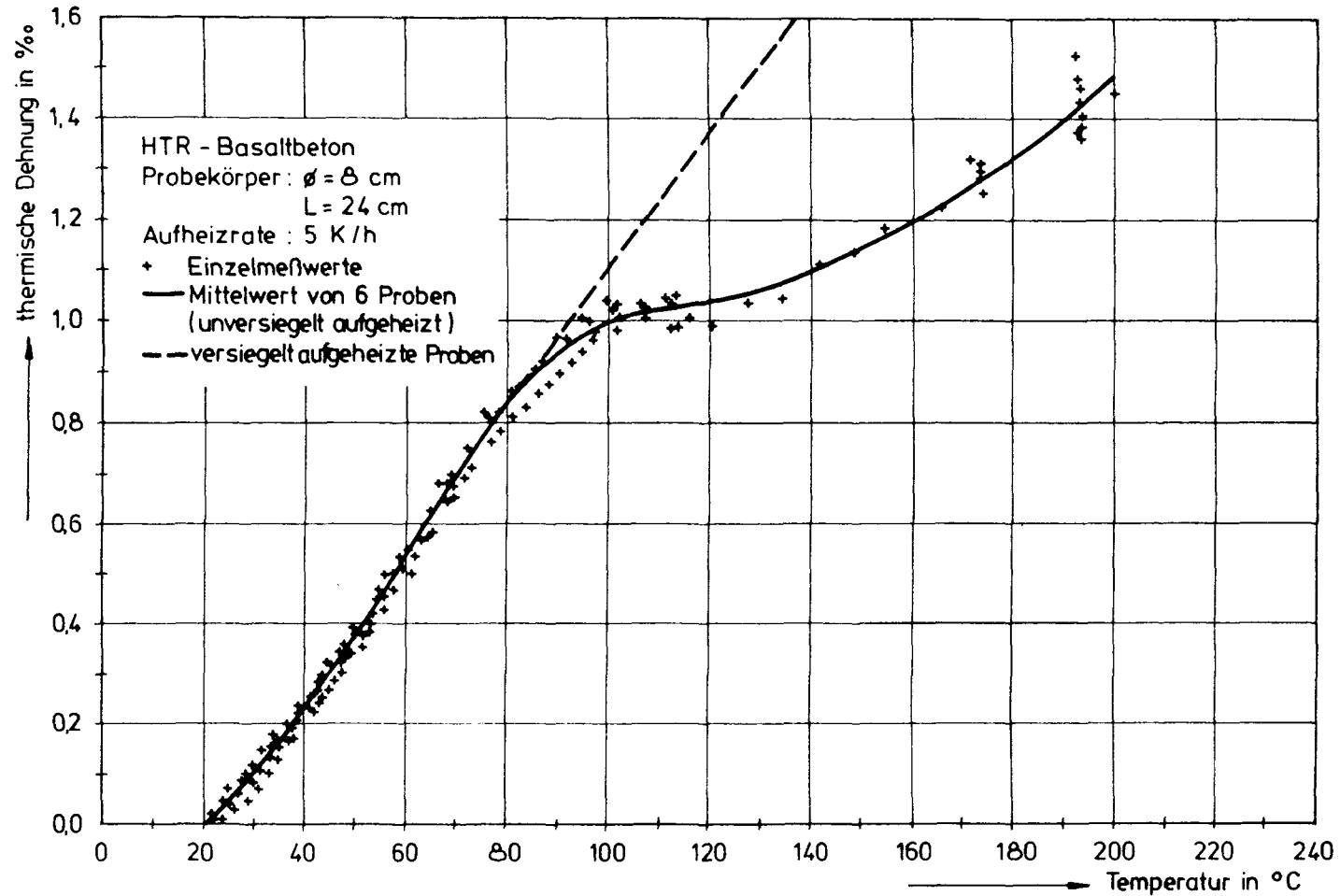


Bild 3.3: Thermische Ausdehnung von versiegelt und unversiegelt im Temperaturbereich 20 °C bis 200 °C aufgeheiztem Basaltbeton

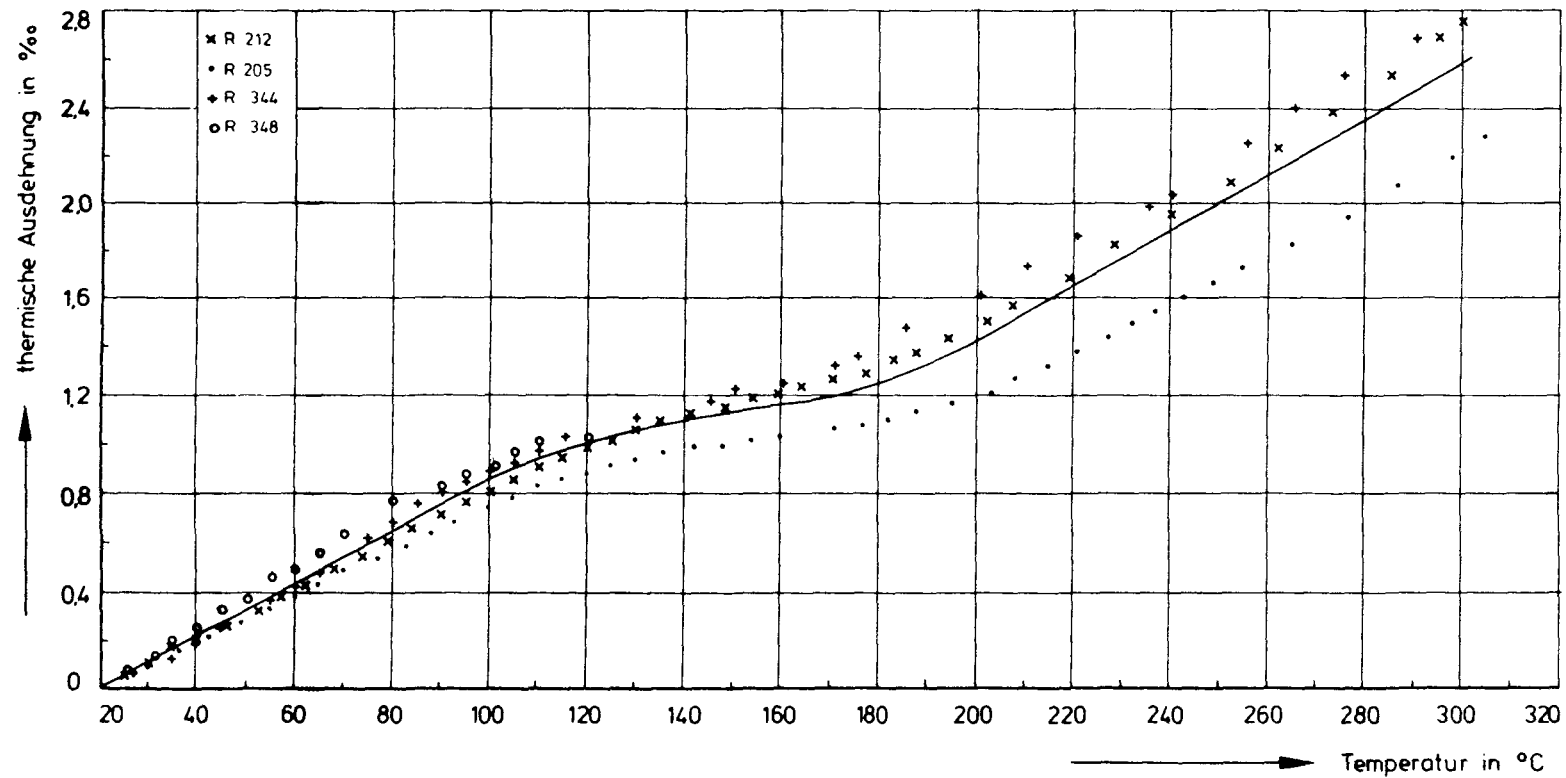


Bild 3.4: Thermische Ausdehnung von Basaltbeton

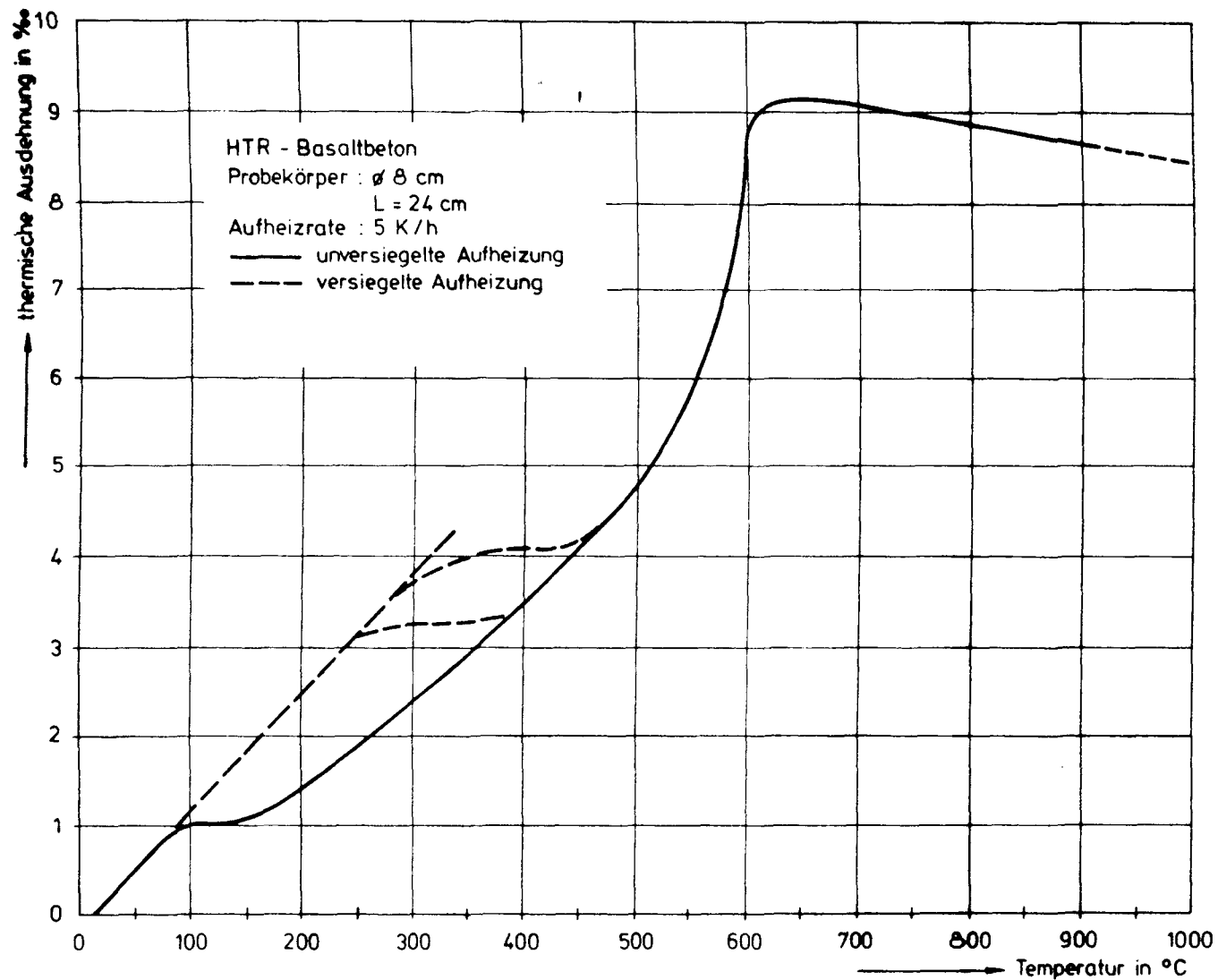


Bild 3.5: Thermische Ausdehnung von versiegelt und unversiegelt aufgeheiztem Basaltbeton

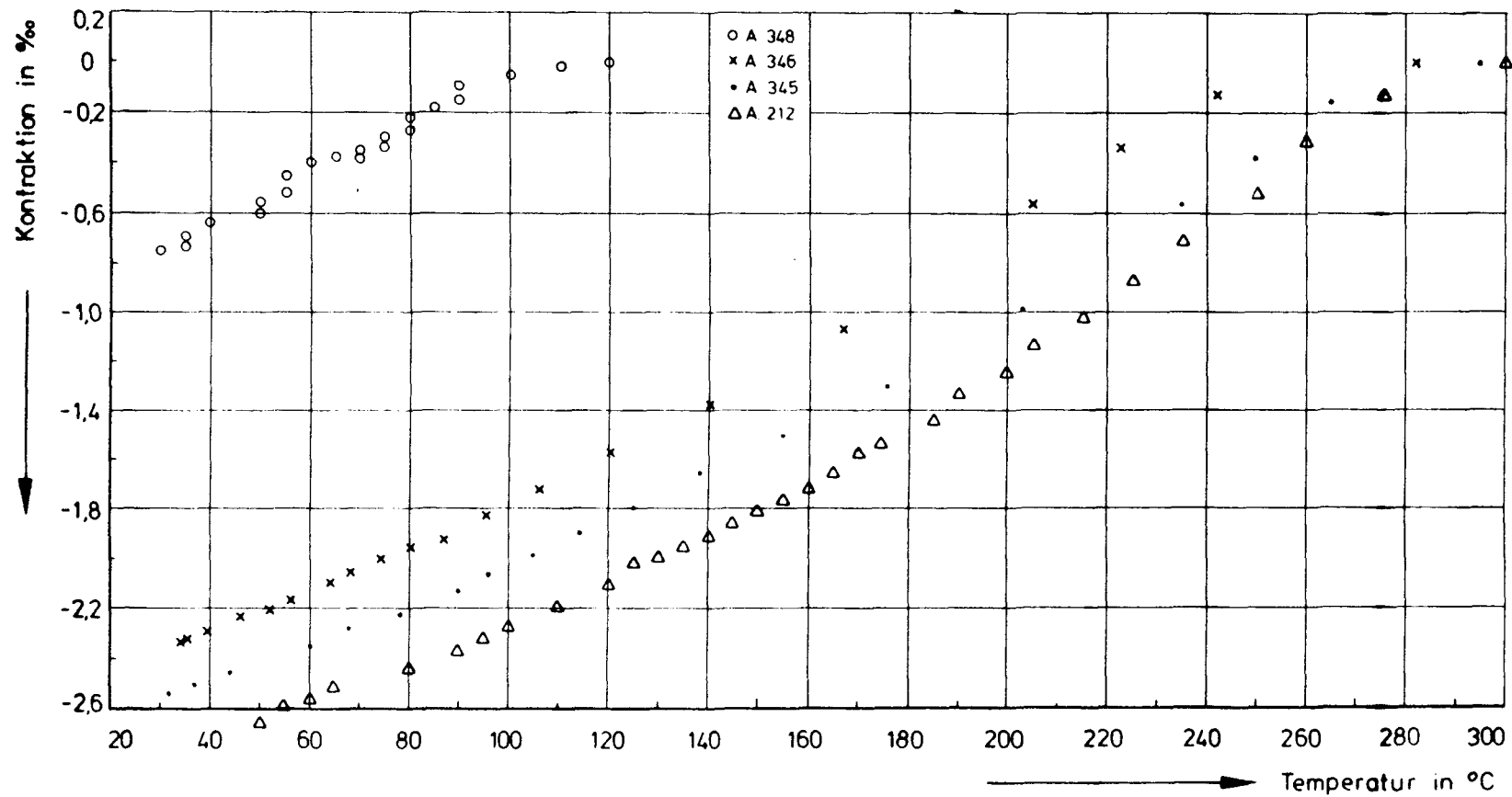


Bild 3.6: Verformung unbelasteter Basaltbetonproben während der Abkühlung

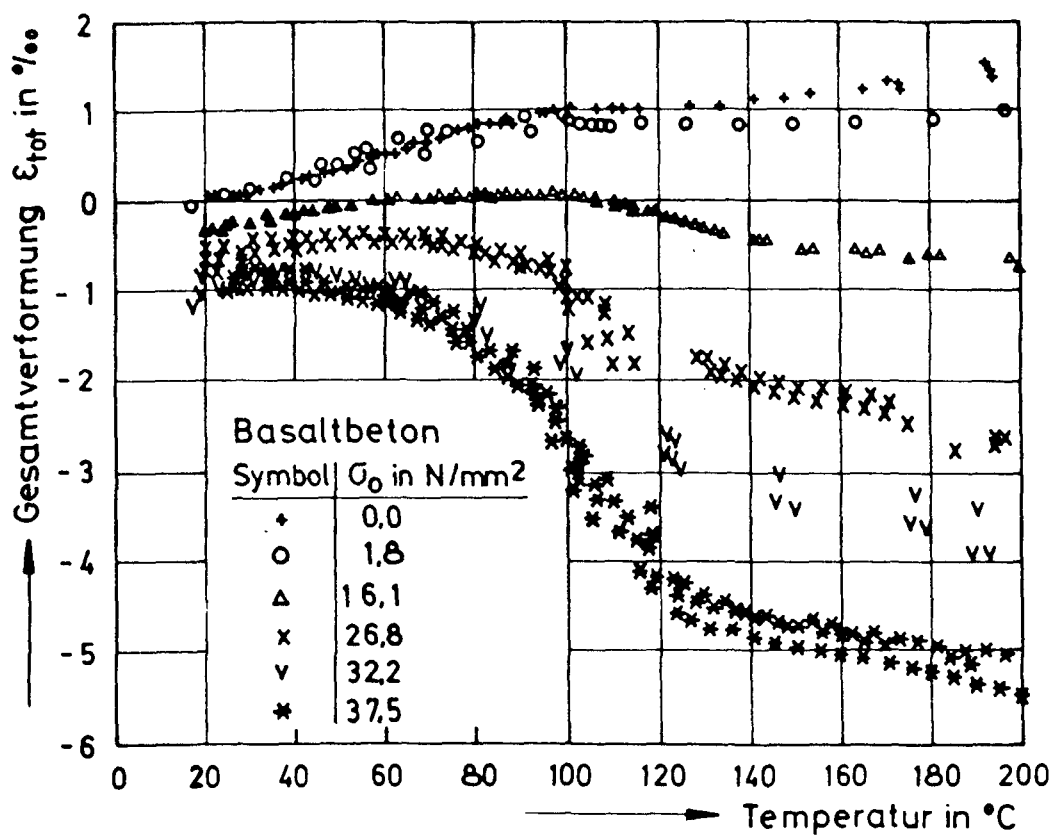


Bild 3.7: Gesamtverformungen mechanisch unterschiedlich hoch belasteter Basaltbetonproben ($\varnothing = 8 \text{ cm}, l = 24 \text{ cm}$) während der Aufheizung (Aufheizgeschwindigkeit: 5 k/h).

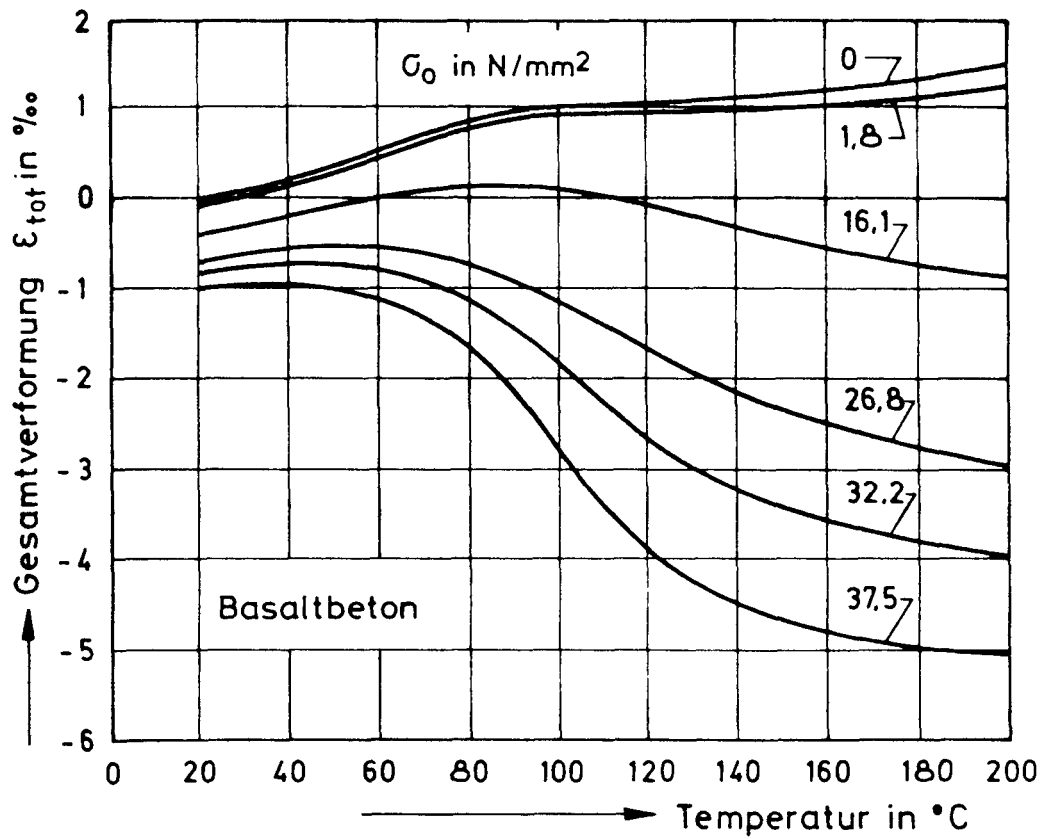


Bild 3.8: Mittelwerte der Gesamtverformung mechanisch unterschiedlich hoch belasteter Basaltbetonproben

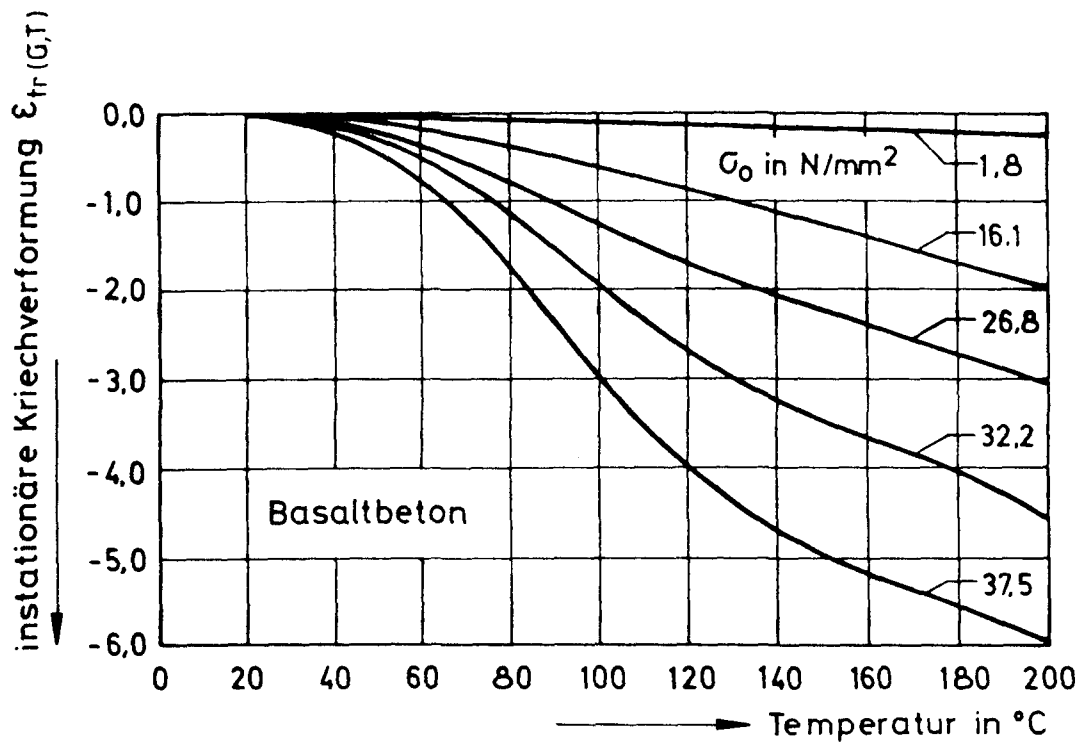


Bild 3.9: Instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons während der Aufheizung auf 200 °C

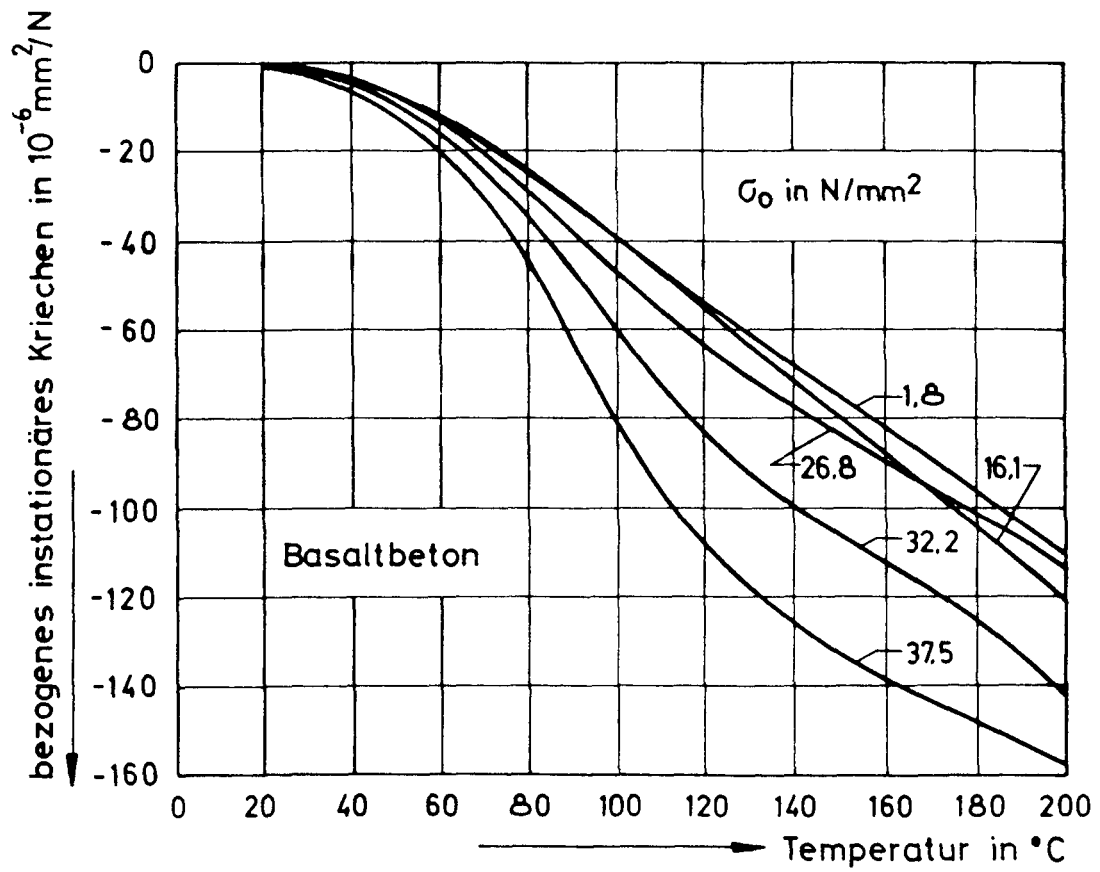


Bild 3.10: Bezogene instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons während der Aufheizung auf 200 $^{\circ}\text{C}$

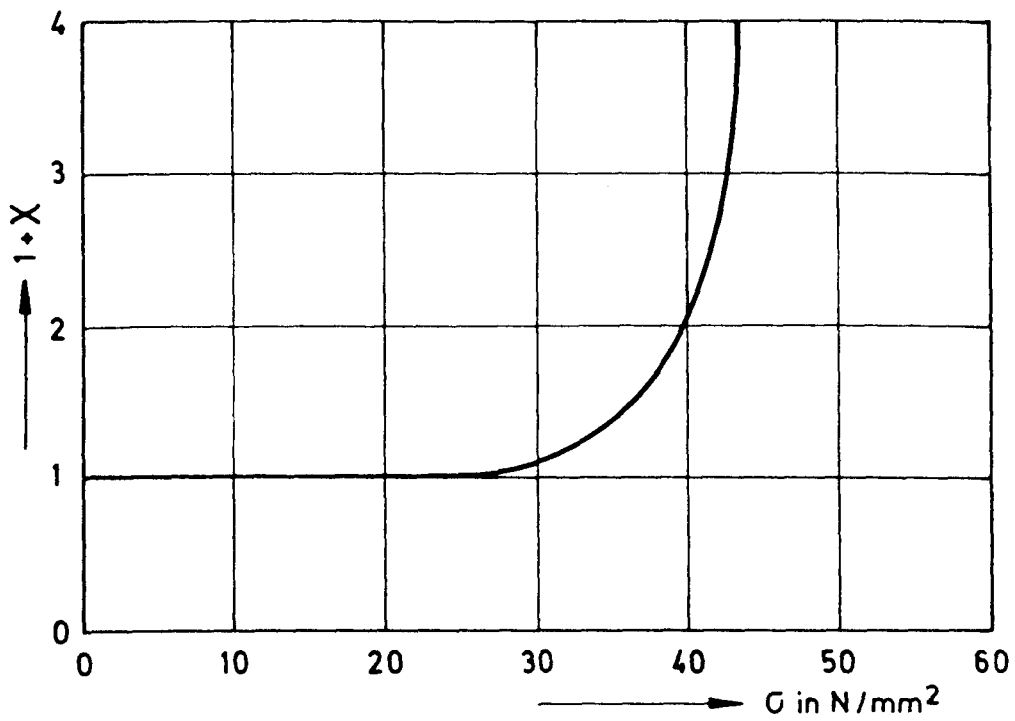


Bild 3.11: Abhängigkeit der Korrekturfunktion χ von der vorhandenen Kriechspannung.

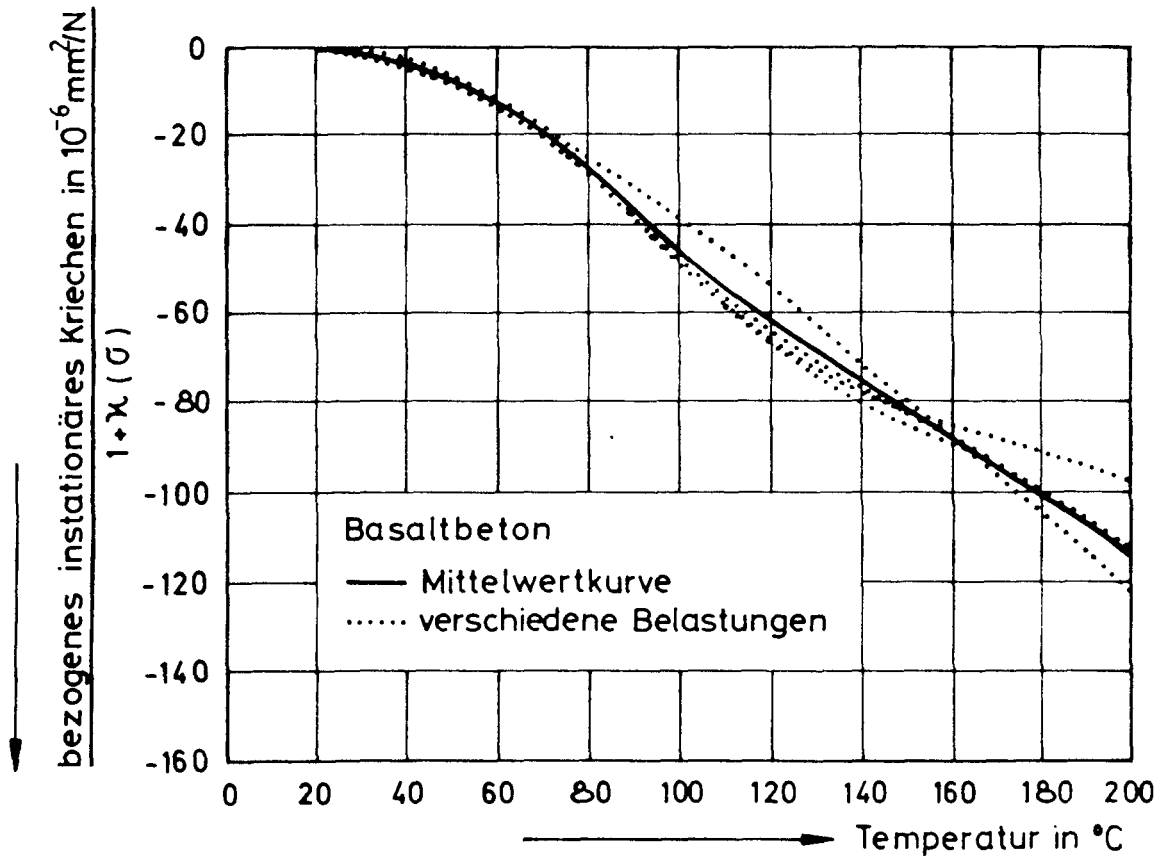


Bild 3.12: Normierte bezogene instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons während der Aufheizung auf 200 $^{\circ}\text{C}$

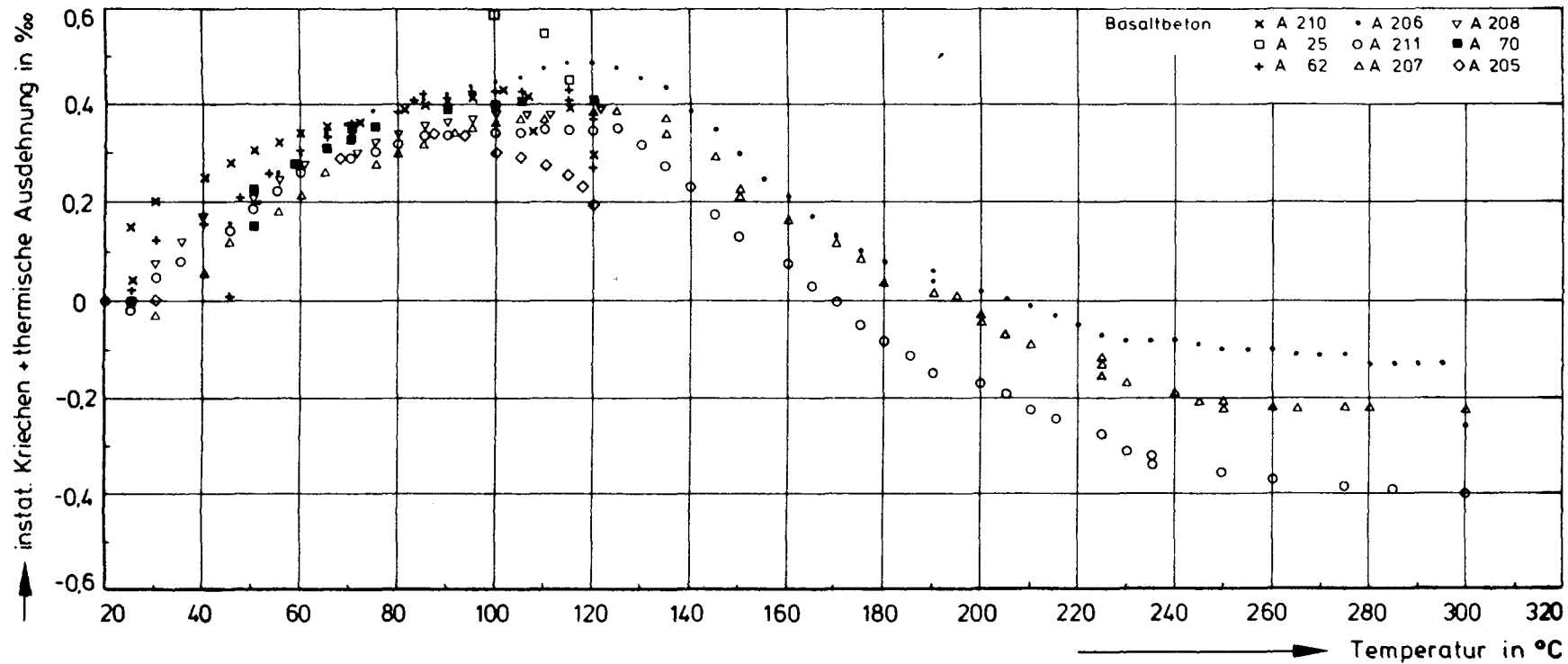


Bild 3.13: Summe aus thermischer Ausdehnung und instationärer Kriechverformung von Basaltbetonproben ($\varnothing = 15$ cm, $l = 30$ cm) während der Aufheizung (Aufheizgeschwindigkeit = 5 K/h)

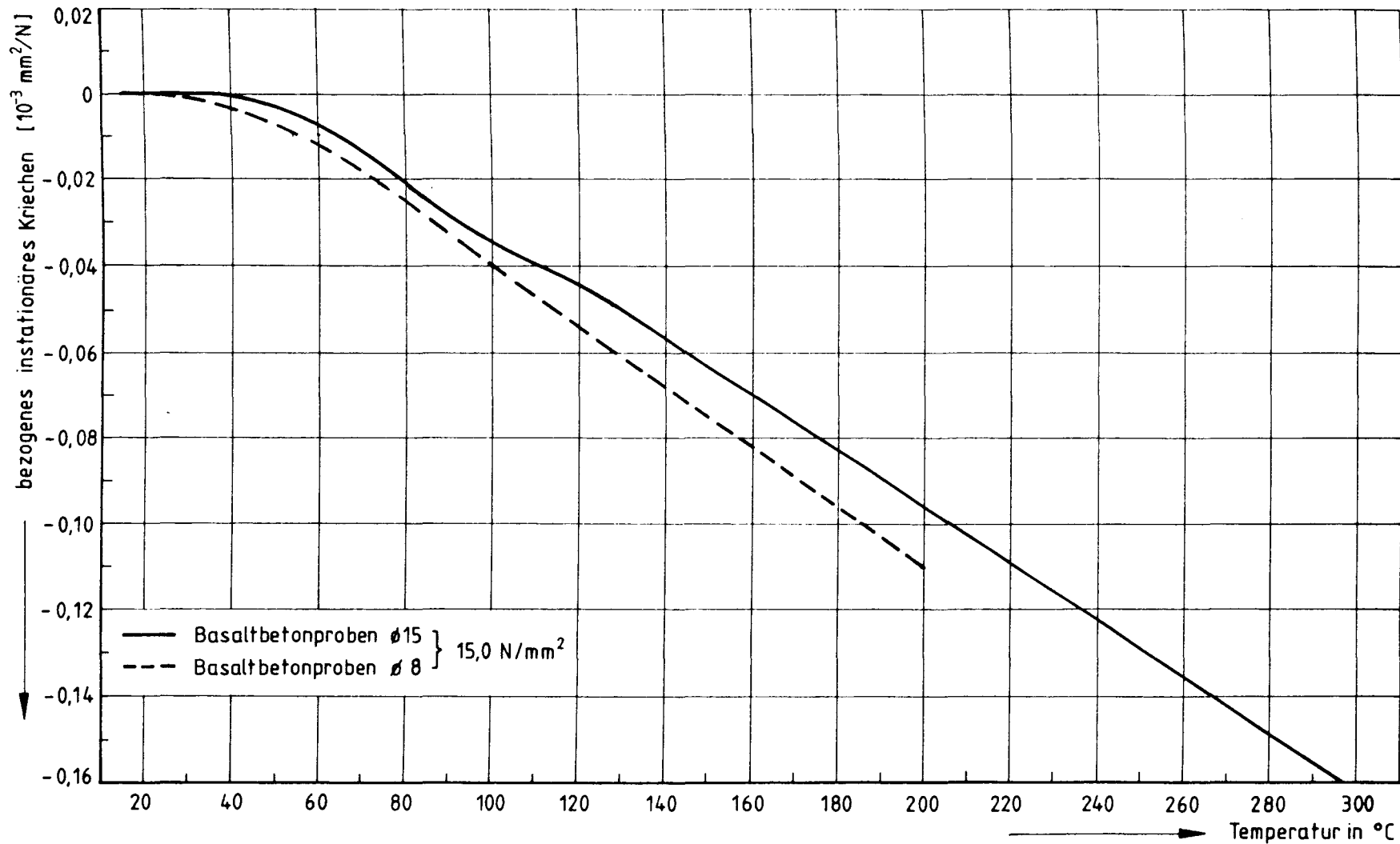


Bild 3.14: Bezogenes instationäres Kriechen von Basaltbetonproben ($\varnothing = 15$ cm, $l = 30$ cm) im Vergleich zum bezogenen instationären Kriechen von dünneren, zylindrischen Basaltproben ($\varnothing = 8$ cm, $l = 30$ cm)

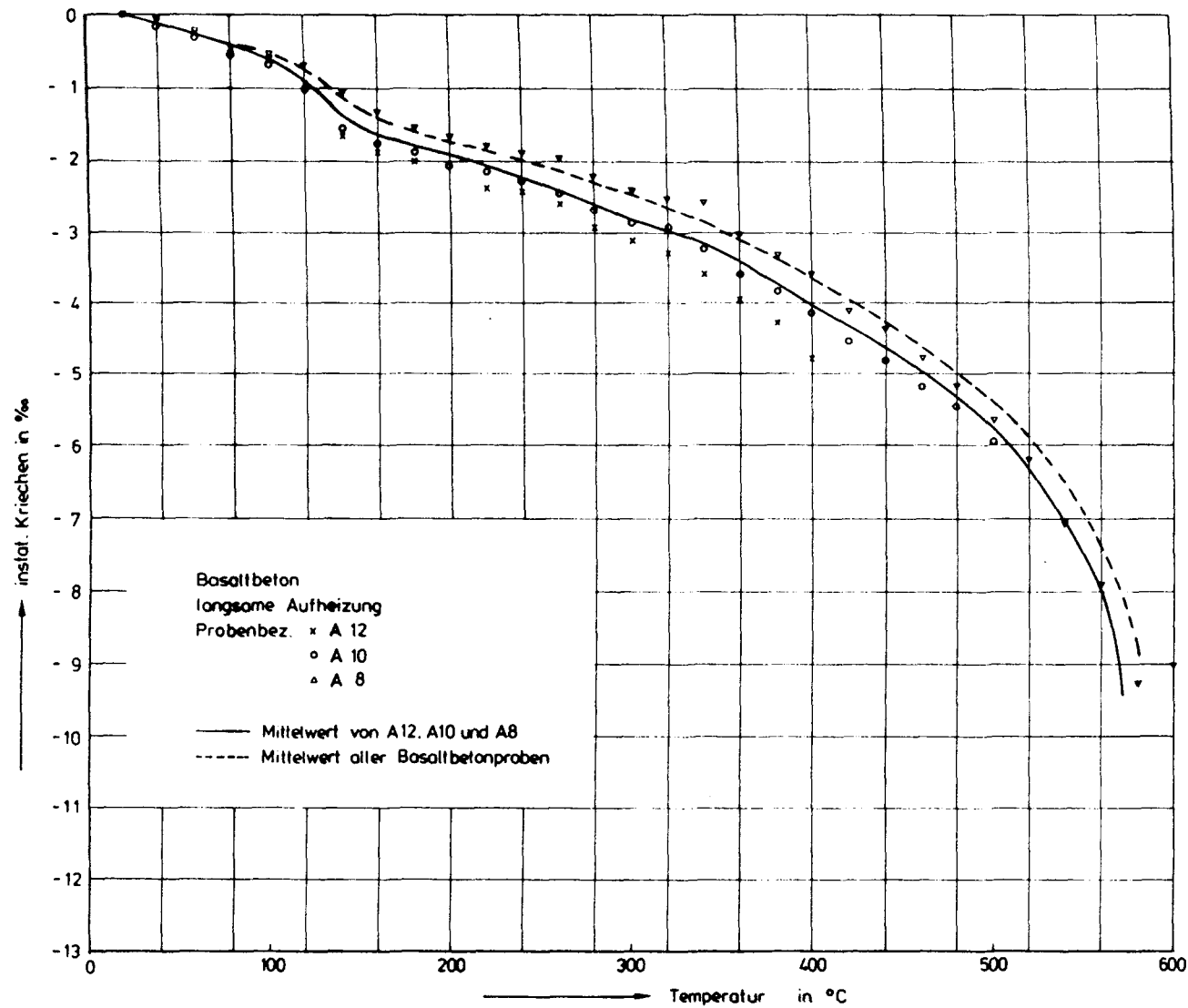


Bild 3.15: Instationäre Kriechverformungen von Basaltbetonproben ($\varnothing = 8$ cm, $l = 24$ cm) während langsamer Aufheizung bis 600 °C

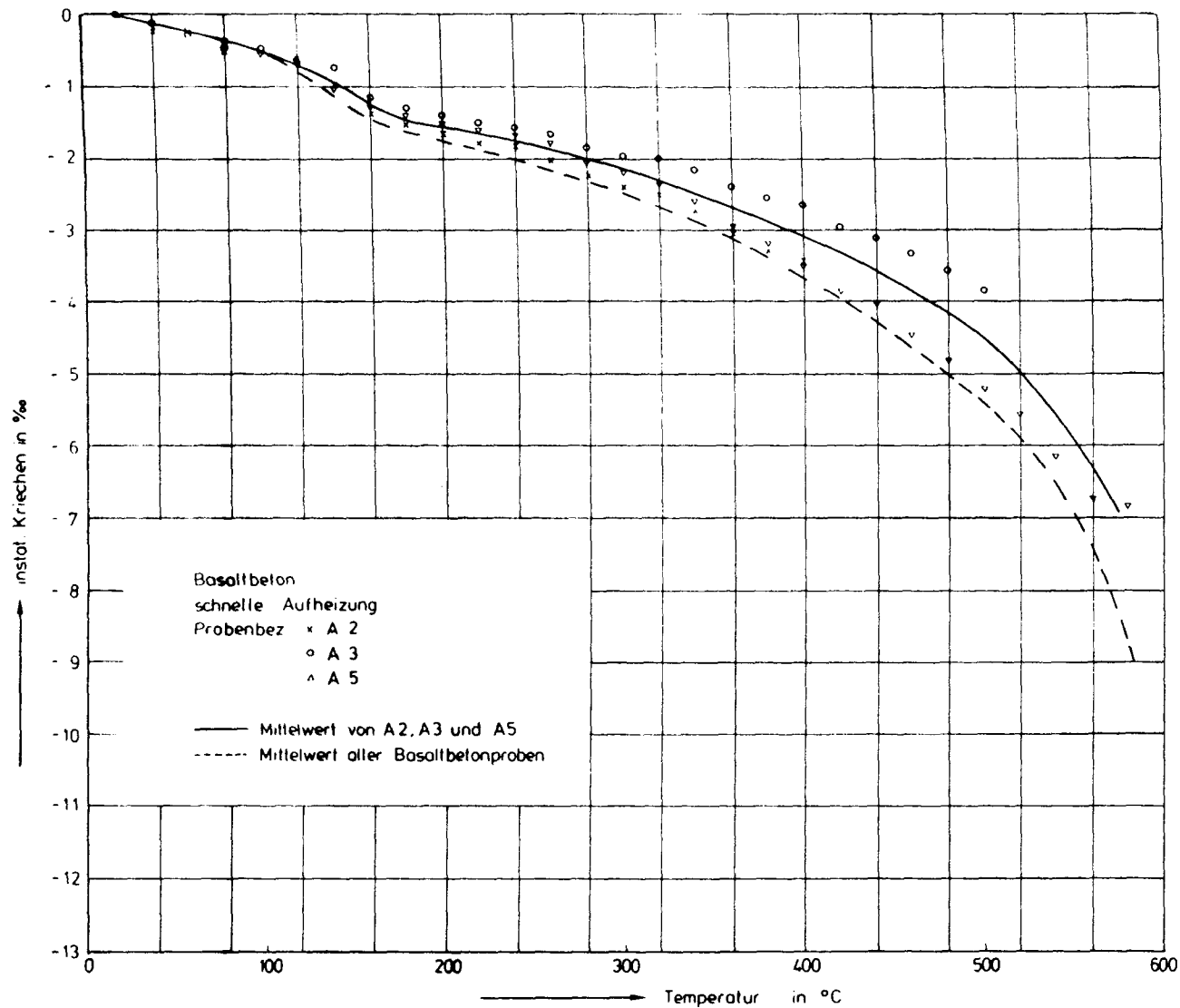


Bild 3.16: Instationäre Kriechverformungen von Basaltbetonproben ($\varnothing = 8 \text{ cm}$, $l = 24 \text{ cm}$) während schneller Aufheizung bis $600 \text{ }^{\circ}\text{C}$

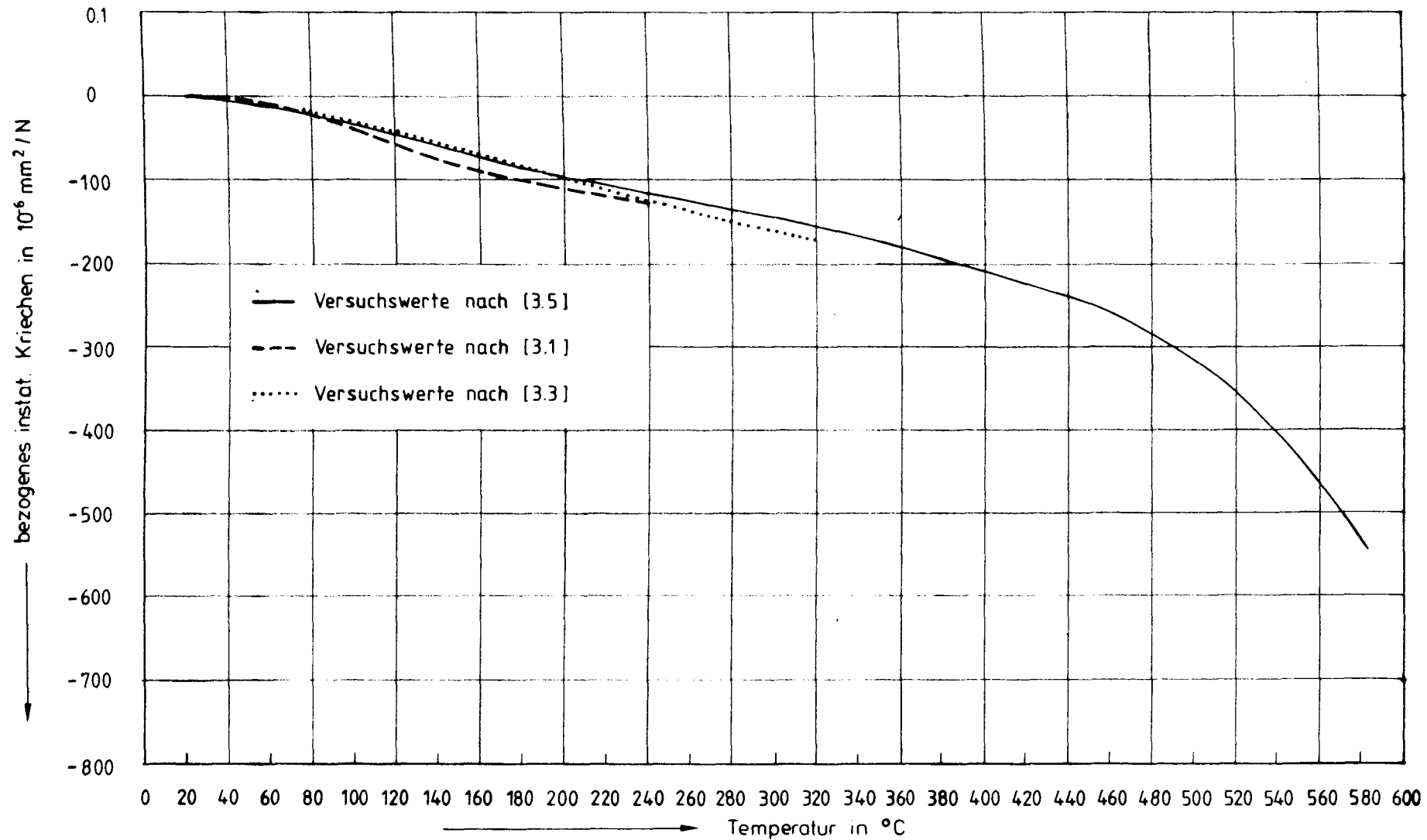


Bild 3.17: Bezogene instationäre Kriechverformungen des Basaltbetons während der Aufheizung bis auf 600 $^{\circ}\text{C}$

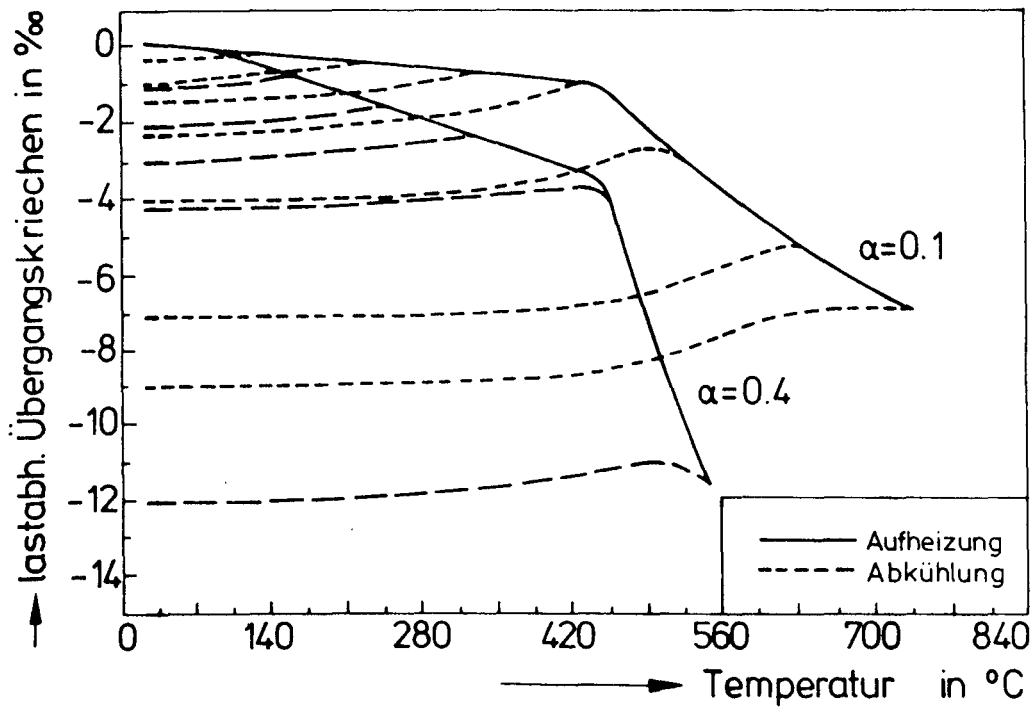


Bild 3.18: Mittlere lastabhängige Übergangsverformung während der Aufheizung und Abkühlung von unterschiedlich belasteten Kiesbetonproben als Funktion der Temperatur

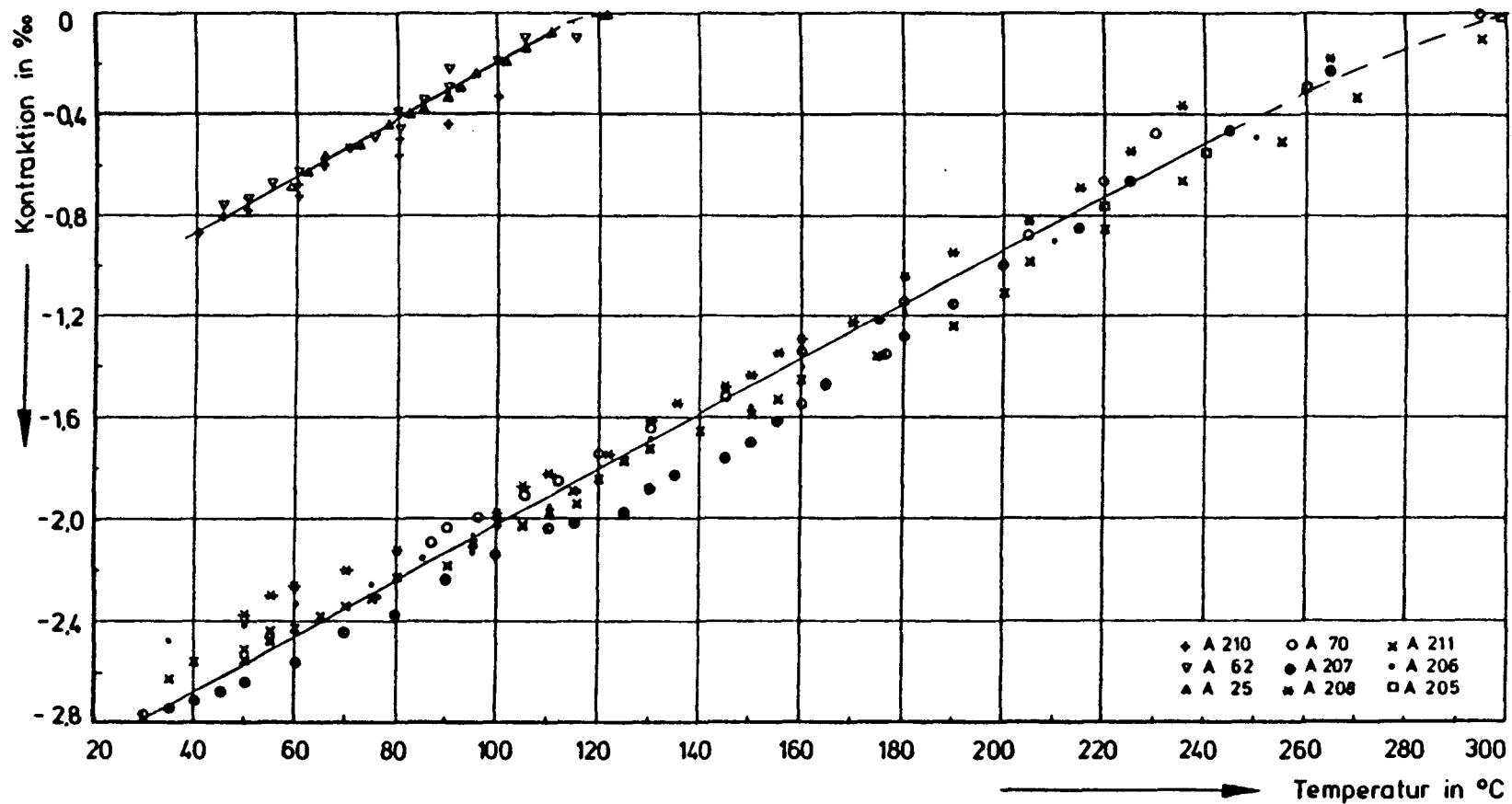


Bild 3.19: Verformungen belasteter Basaltbetonproben ($\emptyset = 15 \text{ cm}$, $l = 30 \text{ cm}$) während der Abkühlphase

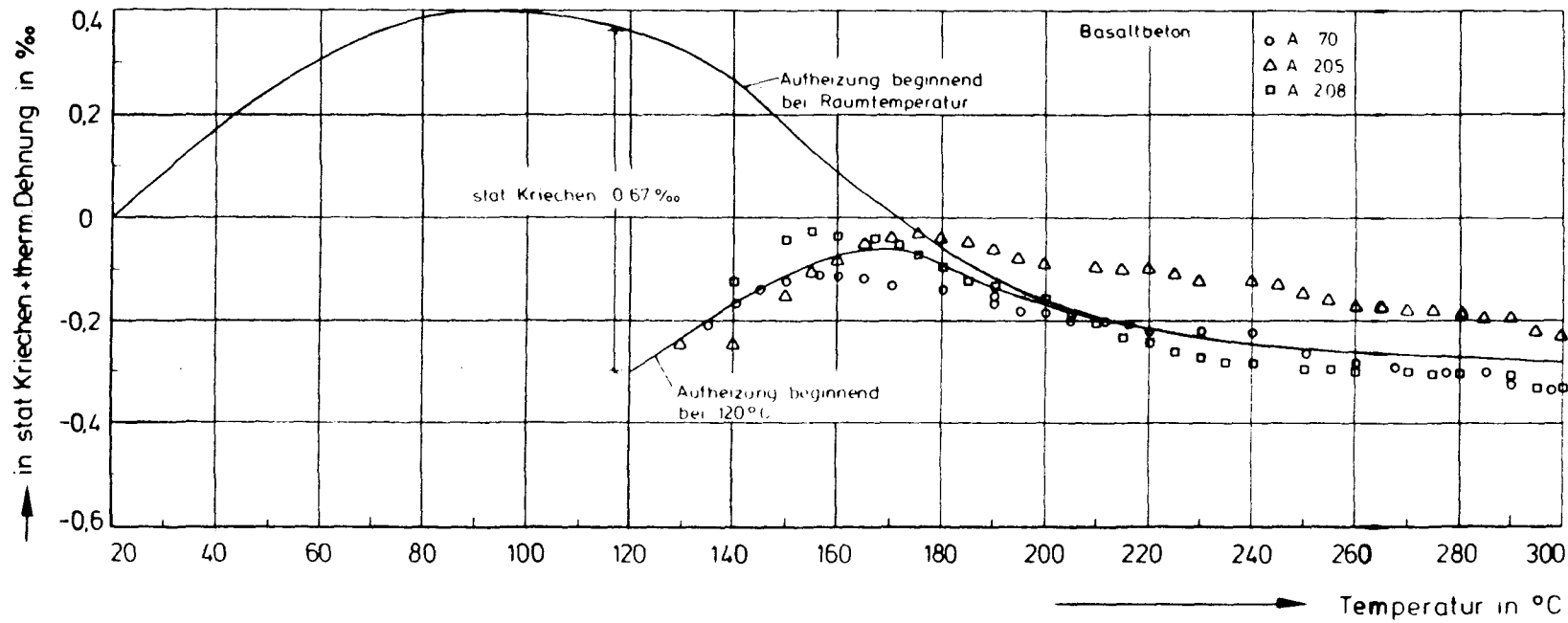


Bild 3.20: Summen aus thermischer Ausdehnung und instationärer Kriechverformung von Basaltbetonproben ($\varnothing = 15$ cm, $l = 30$ cm) während der Aufheizung von 20 °C auf 300 °C und während der Aufheizung von 120 °C auf 300 °C

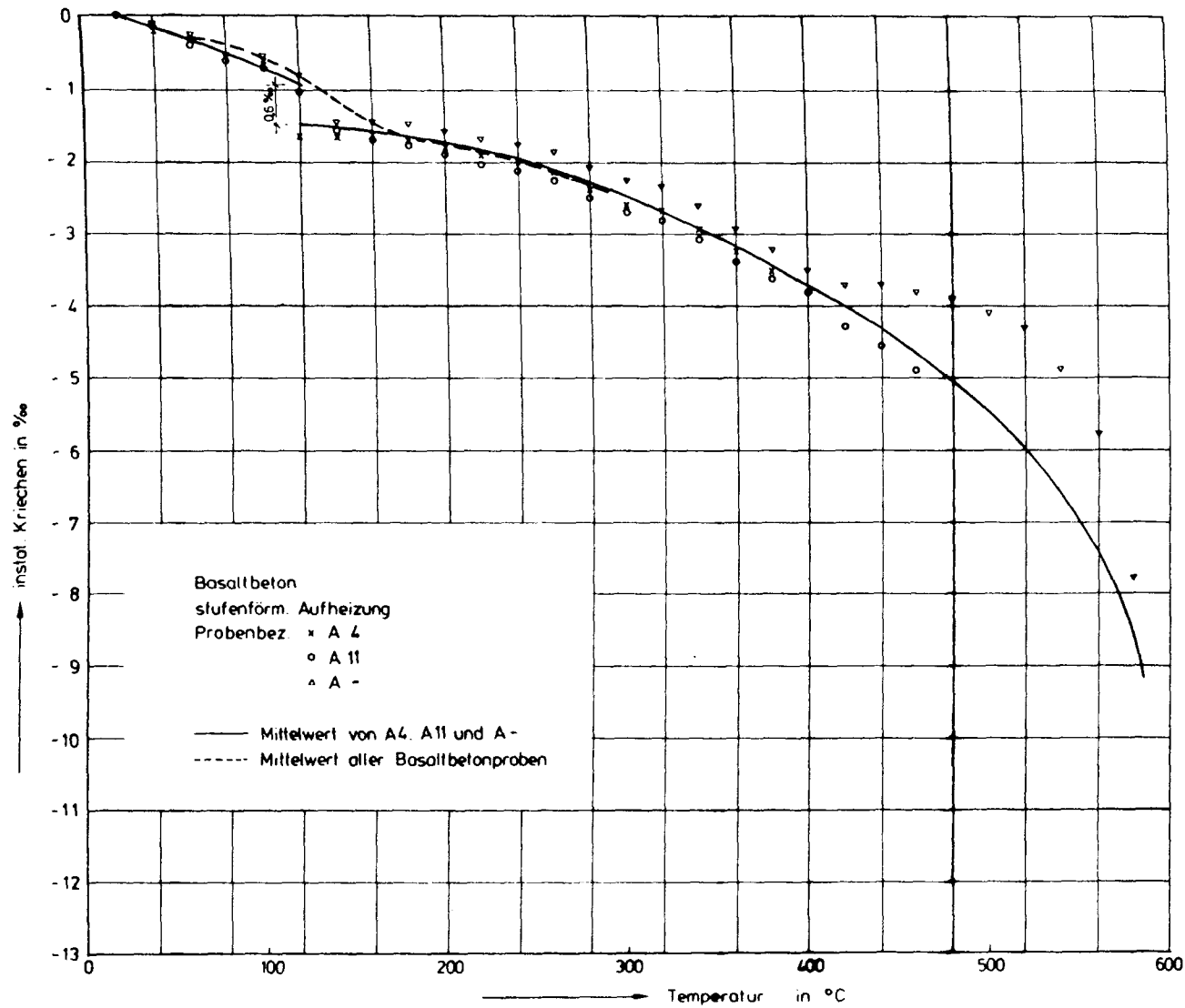


Bild 3.21: Instationäres Kriechen von Basaltbetonproben ($\emptyset = 8 \text{ cm}$, $l = 24 \text{ cm}$) während der stufenförmigen Aufheizung
- mit 24 stündiger Haltezeit bei 120 °C

4. Thermische Kennwerte von Spannstahl

4.1 Temperaturabhängige Festigkeit

In der Literatur werden als Festigkeitsparameter die Zugfestigkeit β_z /4.4, 4.5, 4.6/ und die Spannung an der Dehngrenze 0,2 %, $\beta_{0,2}$ /4.1, 4.2, 4.3, 4.5, 4.7/, zum Beschreiben des Temperatureinflusses gewählt. Eine andere - hier nicht berücksichtigte - Möglichkeit, die temperaturabhängige Festigkeit zu bestimmen, bietet das Ermitteln der kritischen Temperaturen in Übergangskriechversuchen /4.1, 4.7/.

Werden die Stähle nach dem gleichen Verfahren geprüft, so ist der Verlauf der bezogenen Festigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur für alle Stähle annähernd gleich /4.8/.

Die Werte für den St 1470/1670 SNR wurden nur bis zu einer Temperatur von 130 °C bestimmt.

Für den Spannstahl St 1570/1770 SNR liegen Ergebnisse von Zugversuchen an Litzen $\varnothing 9,3$ mm ebenfalls nur bis 130 °C vor /4.2/.

Der Festigkeitsverlust (Bild 4.1, 4.2) ist bis 200 °C gering. Zwischen 300 °C und 550 °C sinkt die Festigkeit nahezu linear mit dem Temperaturanstieg ab. Bei 420 °C sind nurmehr 50 % der Festigkeit bei Raumtemperatur vorhanden. Die höchste Temperatur, für die Festigkeitsmeßwerte vorliegen, beträgt 760 °C. Die Festigkeit ist hier auf ca. 4 % des Ausgangswertes abgesunken. Für höhere Temperaturen müßten noch entsprechende Daten ermittelt werden. Es ist deshalb nur der geschätzte Verlauf angegeben.

4.2 E-Modul

Der Verlauf des E-Moduls (Bild 4.3) wurde für verschiedene Spannstähle in Abhängigkeit von der Temperatur untersucht /4.1, 4.2/. Für den St 1470/1670 SNR liegen bisher ebenfalls nur Werte bis 130 °C vor (Bild 4.3) /4.2/. Der Absolutwert des Elastizitätsmoduls bei Raumtemperatur beträgt für den Spannstahl St 1470/1670 SNR 198.100 N/mm^2 , für die gewickelte Litze

St 1570/1770 SNR 199.300 N/mm² und für die ungewickelte Litze 201.100 N/mm² /4.2/.

Die aufgeführten Werte wurden jeweils in Warmzugversuchen aus der Steigung der Spannungs-Dehnungslinie bestimmt. Die so erhaltenen Elastizitätsmoduli sind niedriger als Meßwerte, die in dynamischen Versuchen ermittelt werden /4.3/.

Bis 300 °C fällt der E-Modul nahezu linear auf etwa 88 % des Wertes bei Raumtemperatur ab. Daran schließt sich mit der weiteren Temperaturerhöhung ein überproportionales Absinken des E-Moduls an /4.1/.

4.3 Thermische Dehnung

Die Werte des linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten des St 1470/1670 SNR (Bild 4.4) lassen sich mit

$$\alpha_{20} = \frac{(l-l_0)}{l_0} \frac{1}{(T - 20)} \quad (4.1)$$

aus der an unbelasteten Proben im Hochtemperatur-Dilatometer gemessenen Wärmedehnung (Bild 4.5) bestimmen. Die verwendeten Proben hatten eine Länge von 40 mm und wurden mit der konstanten Aufheizgeschwindigkeit von 2,3 K/min erwärmt.

Der Verlauf der Werte des Wärmeausdehnungskoeffizienten weist bei 375 °C ein markantes Minimum auf. Dies wird durch Erholungseffekte verursacht, die den Abbau vorhandener innerer Spannungen bewirken. Dieser Vorgang kann zugleich zu Verkürzungen nach dem Wiedererkalten führen /4.9/. Bei 700 °C erreichen die Werte ein relatives Maximum. Der anschließende Abfall entsteht durch die α - γ -Umwandlung. Danach tritt eine deutliche Dehnungszunahme infolge der γ - δ -Umwandlung auf.

Die von uns gemessene thermische Dehnung (Bild 4.5) des St 1470/1670 SNR weist zwischen 350 °C und 400 °C ein für viele Spannstähle typisches Abweichen vom linearen Anstieg der Dilatation auf.

Der Verlauf des Wärmeausdehnungskoeffizienten und der thermischen Dehnung stimmen mit den Meßergebnissen für andere Spannstähle /4.10/ überein.

Demgegenüber steigt die Dehnung des St 1570/1770 SNR nach /4.3/ bis in den Bereich der Gefügeumwandlung annähernd linear an (Bild 4.5).

4.4 Relaxation

Die isothermische Relaxation, eine dem Kriechen verwandte Materialeigenschaft beschreibt den Spannungsverlust bei konstanter Dehnung und Temperatur. Die Größe der Relaxation wird durch die Relaxationszahl R beschrieben, die über den Spannungsabfall definiert wird. Da die Relaxation mit zunehmender Anfangsspannung σ_i wächst, gilt:

$$R(t, \sigma_i) = \frac{\Delta\sigma(t, \sigma_i)}{\sigma_i} \quad (4.2)$$

Diese Darstellung erlaubt den Vergleich unterschiedlicher Chargen einer Stahlsorte, wenn die Anfangsspannung auf die zur Prüftemperatur gehörende Zugfestigkeit bezogen wird. Zugleich wird der Einfluß der Temperatur sichtbar gemacht. Für einen Vergleich ist weiterhin notwendig, daß normierte σ - ε -Linien nach einer Transformation identisch sind /4.2/.

Die Relaxation des Spannstahls kann nicht berechnet werden. Für eine analytische Darstellung sind Versuche erforderlich, die letztlich - mittels Extrapolation - eine Vorhersage der Relaxation über längere Zeiträume ermöglichen.

Für die Extrapolation wird ein Ansatz der Form

$$R(t, \vartheta, \sigma_i) = a(t)e^{b(t) \cdot \vartheta} \quad (4.3)$$

gewählt, mit der Temperatur ϑ in °C.

Andere Ansätze in der Literatur gehen von thermodynamischen Überlegungen aus /4.12/.

Die anisothermische Relaxation, d.h. der Einfluß von Aufheiz- und Abkühlvorgängen, die in der Praxis oftmals die isothermische Relaxation ablöst,

kann zur Zeit mit einer physikalisch begründeten Formulierung nicht beschrieben werden.

4.4.1 Versuchsprogramm und -durchführung

Die isothermische Relaxation wurde am staatlichen Materialprüfungsamt-Nordrhein-Westfalen (MPA-NW) für gewickelte und ungewickelte Litzen St 1570/1770 SNR (Bild 4.6 bis 4.8) und an der amtlichen Materialprüfungsanstalt-Braunschweig (MPA-BS) für Draht St 1470/1670 SNR (Bild 4.9) untersucht /4.13, 4.14, 4.15/.

Die Versuche wurden in Anlehnung an die Richtlinie des Instituts für Bau-technik /4.16/ und an DIN 50 118 durchgeführt. Die Einrichtungen, die Durchführung der Versuche sowie die Meß- und Regelungstechnik sind in /4.13, 4.14, 4.15, 4.17, 4.18/ beschrieben.

Zur Auswirkung unterschiedlicher σ - θ -t-Geschichten auf die Relaxation (Bild 4.10) wurden an der MPA-BS zusätzliche Versuche mit St 1470/1670 SNR durchgeführt /4.15/.

Sie wurden ergänzt durch Stufenrelaxationsversuche mit St 1470/1670 SNR. In diesen Versuchen wurde das Relaxationsverhalten bei stufenweiser Erwärmung des bei 20 °C vorgespannten Stahls simuliert. Nach einer Entspannungsdauer von 500 h bei 20 °C wurde die Probe innerhalb von 10 h auf 70 °C aufgeheizt. Nach 490 h bei dieser Temperatur erfolgte ein weiteres Aufheizen innerhalb von 12 h auf 130 °C mit einer anschließenden Relaxationszeit von 190 h (Bild 4.11).

In einer zweiten Versuchsreihe wurde die bei 20 °C vorgespannte Proben gleich anschließend innerhalb von 5 h auf 45 °C aufgeheizt und konnten 490 h bei dieser Temperatur relaxieren. Danach wurden die Proben in ca. 5 h auf 70 °C erwärmt und 415 h bei dieser Temperatur belassen. Abschließende erfolgte ein drittes Erwärmen auf 130 °C in 12 h. Die Relaxationsdauer betrug weitere 190 h (Bild 4.11).

Bei den Versuchen an der MPA-BS wurden die Expansionen der Spannstähle, die auf der thermisch bedingten Ausdehnungen des Materials beruhen, mechanisch eliminiert.

4.4.2 Versuchsergebnisse

Die zeitlichen Verläufe der isothermischen Relaxation des St 1470/1670 SNR zeigen bei Temperaturen von 20 °C bis 130 °C im linear-logarithmischen Maßstab einen zur Spannungsachse leicht gekrümmten Verlauf (Bilder 4.6 und 4.9). Steigende Temperaturen bewirken höhere Relaxationsverluste. Besteht bis 100 °C nach einer bestimmten Zeit ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Temperatur und Relaxationsverlust, so führen Temperaturen über 100 °C zu deutlich höheren, überproportionalen Spannungsverlusten.

Bei Temperaturen oberhalb von 130 °C ändert sich der einheitliche Verlauf der Relaxationskurven über die Zeit. Für 155 °C und 175 °C weisen sie in den ersten 1000 h einen Wendepunkt auf. Die anfänglich leicht zur Spannungsachse gebogene Kurve krümmt sich in Richtung der Zeitachse. Der Wendepunkt tritt bei höheren Temperaturen früher auf. Ob der Wendepunkt bei niedrigeren Temperaturen nach bedeutend längeren Standzeiten auftritt kann nicht beurteilt werden. Versuche bei 130 °C ließen auch nach 15000 h kein derartiges Verhalten erkennen.

Ein unterschiedliches Anfangsspannungsniveau hat keinen Einfluß auf den qualitativen Verlauf der Kurven.

Auch die Relaxationsverluste der Litzen weisen im linear-logarithmischen Maßstab für Temperaturen von 20 °C bis 110 °C einen leicht zur Spannungsachse gekrümmten Verlauf auf (Bilder 4.7 und 4.8). Die Relaxationsverluste steigen mit der Temperatur an. Das Relaxationsverhalten der gewickelten und ungewickelten Litzen weicht nicht signifikant voneinander ab.

Die Stufenversuche zeigen, daß die Relaxationsgeschwindigkeit während der Aufheizphasen deutlich ansteigt. Die Relaxations-Zeit-Kurven sind im linear-logarithmischen Maßstab stark zur Spannungsachse gekrümmt. Während der einzelnen Aufheizphasen mit $\Delta\theta = 50\text{ °C}$ und 60 °C sind die Relaxationsgeschwindigkeiten und -verluste ungefähr gleich. Bei den Temperaturen mit $\Delta\theta = 25\text{ °C}$ (Bild 4.11) sind die anisothermischen Verluste deutlich geringer. Die Kurven krümmen sich nach Erreichen der jeweiligen Temperaturstufen wieder zur Zeitachse. Die Relaxationsgeschwindigkeit ist nach ca. 20 h bei konstanter Temperatur stark abgefallen. Der weitere Verlauf der Relaxationsverluste ähnelt denen der isothermischen Relaxationsverluste.

4.4.3 Beschreibung des Relaxationsverhaltens

4.4.3.1 Isothermische Relaxation

Das beobachtete isothermische Relaxationsverhalten der untersuchten Spannstähle in Abhängigkeit von Zeit und Temperatur kann durch eine Exponentialfunktion beschrieben werden:

$$R = a(t)e^{b(t) \cdot \vartheta} \quad (4.4)$$

Die Koeffizienten $a(t)$ und $b(t)$ wurden über eine lineare Regressionsanalyse aus den Versuchsergebnissen bestimmt. Die Abhängigkeiten der Faktoren a und b von der Zeit können sowohl für den Draht als auch für die ungewickelte Litzen durch linear-logarithmische Ansätze beschrieben werden:

$$a(t) = c_1 + c_2 \ln t \quad (4.5)$$

$$b(t) = c_3 + c_4 \ln t \quad (4.6)$$

Bei der gewickelten Litze ist der Faktor b nahezu unabhängig von der Zeit:

$$b(t) = c_5 \quad (4.7)$$

Der Koeffizient c_5 wird abweichend von den anderen Koeffizienten von der Anfangsspannung beeinflusst. Dies hat zur Folge, daß für die gewickelte Litze die Relaxationsverluste von der Anfangsspannung abhängig beschrieben werden.

Die Ergebnisse der Kurvenanpassung und der Regressionanalyse liefern damit folgendes Rechengesetz zur Beschreibung des mittleren Relaxationsverlustes R in Abhängigkeit von Zeit und Temperatur:

Draht

$$R(t, \vartheta) = 0,32 (1 + 0,23 \ln t) e^{0,014 \vartheta (1 + 0,03 \ln t)} \quad (4.8)$$

$$t \geq 1 \text{ h}$$

$$\vartheta \leq 130^\circ\text{C}$$

$$\Delta\sigma(t, \vartheta, \sigma_i) = \sigma_i \cdot R(t, \vartheta)$$

$$\sigma_i \leq 1185 \text{ N/mm}^2$$

ungewickelte Litze

$$R(t, \vartheta) = 0,22 (1 + 0,20 \ln t) e^{0,015\vartheta (1 + 0,09 \ln t)} \quad (4.9)$$

$$t \geq 1 \text{ h}$$

$$\vartheta \leq 70^\circ\text{C}$$

$$\Delta\sigma(t, \vartheta, \sigma_i) = \sigma_i \cdot R(t, \vartheta)$$

$$\sigma_i \leq 1370 \text{ N/mm}^2$$

gewickelte Litze

$$R(t, \vartheta) = 0,09 (1 + 0,822 \ln t) e^{0,022\vartheta \left(\frac{\sigma_i}{0,7R_{m20}} \right)^2} \quad (4.10)$$

$$t \geq 1 \text{ h}$$

$$\vartheta \leq 70^\circ\text{C}$$

$$\Delta\sigma(t, \vartheta, \sigma_i) = \sigma_i \cdot R(t, \vartheta)$$

$$\sigma_i \leq 1370 \text{ N/mm}^2$$

In den Gleichungen ist die Zeit t in h und die Temperatur ϑ in $^\circ\text{C}$ einzusetzen. Der Relaxationsverlust ergibt sich dann in % der Anfangsspannung.

Die Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse nach Gln. (4.8) bis (4.10) mit den Versuchen sind beim Draht bis 130°C (Bild 4.12) und bei der Litze bis 70°C gut. Für 155°C und 175°C kann der Kurvenverlauf beim Draht nicht mit dem gewählten Ansatz beschrieben werden.

Die Gleichungen (4.8) bis (4.10) sind für die Zeiten bis $t = 5 \cdot 10^5 \text{ h}$ ausgewertet (Bilder 4.13 bis 4.15).

Die Gln. (4.8 bis 4.10) beschreiben den mittleren Relaxationsverlust. Die Streuung der Versuchsergebnisse ist im Rechenansatz erfaßt. Über das Be-

stimmtheitsmaß der Regressionsanalyse (i.d.R. ist $r^2 > 0,90$) kann die Ober- und Untergrenze des Streubandes folgendermaßen formuliert werden:

$$R_{0,u} = R(1 \pm 0,1) \pm 0,5 \quad (4.11)$$

mit

R = mittlerer Relaxationsverlust in % nach Gln. (4.8 bis 4.10)

R_0 = obere Grenze des Streubandes

R_u = untere Grenze des Streubandes

Bezieht man die Streubreite in die Berechnung für eine Betriebszeit von 40 Jahren mit ein, so sind folgende Relaxationsverluste zu erwarten /4.2/:

Draht

$$\sigma_i \leq 1185 \text{ N/mm}^2$$

$$\vartheta = 70 \text{ °C} = \text{const.}$$

$$R = \pm 0,5 + (1 \pm 0,1) \cdot 4,89; \quad (4.12)$$

$$R_m = 4,89 \%$$

$$\min R = 3,90 \% ; \max R = 5,88 \%$$

Litze

$$\sigma_i \leq 1363 \text{ N/mm}^2$$

$$\vartheta = 45 \text{ °C} = \text{const.}$$

$$R = \pm 0,5 + (1 \pm 0,1) \cdot 2,85; \quad (4.13)$$

$$R_m = 2,85 \%$$

$$\min R = 2,07 \% ; \max R = 3,64 \%$$

Diese Werte liefern nur einen Anhalt für die tatsächlichen Spannungsverluste, da die thermisch verstärkte Relaxation während der Aufheizphase unberücksichtigt bleibt.

4.4.3.2 Anisothermische Relaxation

Die Relaxation bei veränderlichen Temperaturen kann nicht mit dem Rechengesetz nach Abschn. 4.4.3.1. beschrieben werden, da Temperaturerhöhungen zusätzliche Versetzungsbewegungen im Stahlgefüge aktivieren und zu einer deutlich erhöhten Relaxationsgeschwindigkeit führen. Ausgehend von den Ergebnissen der Stufenversuche wird das nachfolgende Verfahren zum Beschreiben der Relaxationszunahme gewählt. Dabei wird zunächst das einmalige Aufheizen von ϑ_u auf ϑ_0 zum Zeitpunkt t_a betrachtet. Folgende Größen werden definiert:

1. Vorspannung mit σ_i bei $t = 0$ und ϑ_u
2. Relaxation infolge σ_i und ϑ_u bis zum Zeitpunkt t_a
 $R_a = R_a(t_a, \vartheta_u)$ isothermischer Verlust
3. Aufheizung zum Zeitpunkt t_a auf ϑ_0
 $\Delta\vartheta = \vartheta_0 - \vartheta_u$
res $R(t_a, \vartheta_u \Rightarrow \vartheta_0) = R_a + R_A$
4. $R_A = R_A(t_a, \Delta\vartheta)$
5. Isothermischer Verlust infolge σ_i und ϑ_0 ab $t = 0$ bis t_e
 $R_e = R_e(t_e, \vartheta_0)$
 $t_e = 5 \cdot 10^5 \text{ h}$

Die Zunahme des Relaxationsverlustes während der Temperaturerhöhung wird in guter Näherung durch eine lineare Funktion beschrieben. Die Neigung der Linie wird durch den Relaxationsverlust R_a vor Beginn der Aufheizphase bestimmt. Bezieht man den Verlust R_a auf den nach $5 \cdot 10^5 \text{ h}$ erwarteten Relaxationsverlust R_e , so wird der thermisch aktivierbare Relaxationsverlust R_A während der Aufheizphase wie folgt beschreibbar:

$$R_A = K \cdot \left(1,0 - \frac{R_a}{R_e}\right) \cdot \Delta\vartheta ; R_A \geq 0 \quad (4.14)$$

Die Konstante K wurde unter der Annahme aus den Versuchsergebnissen bestimmt, daß der Einfluß instationärer Temperaturen 24 h nach Beginn der Aufheizphase abgeklungen ist. Die so bestimmten K -Werte schwanken zwischen

$K = 24 \cdot 10^{-3}$ und $62 \cdot 10^{-3}$, im Mittel ergibt sich $K_m = 50 \cdot 10^{-3}$. Damit erhält man folgenden Ausdruck für R_A :

$$R_A = (1 \pm 0,25) 50 \cdot 10^{-3} \left(1,0 - \frac{R_a}{R_e}\right) \Delta \vartheta ; R_A \geq 0 \quad (4.15)$$

Nach erfolgtem Aufheizen bei t_a auf die obere Temperatur folgt die Relaxationskurve der verschobenen isothermischen Relaxation bei ϑ_0 .

Erfolgt das Aufheizen in mehreren Stufen, so ist Gl. (4.15) für jede Stufe anzuwenden (Bild 4.16). Der Wert R_a ist dann der bis zum Aufheizzeitpunkt t_{ai} kumulierte Relaxationsverlust aus isothermischen und instationären Anteilen R_{Ai} .

4.5 Literatur

- /4.1/ Ruge, J.; Winkelmann, O.: Brandverhalten von Bauteilen, SFB 148, Arbeitsbericht 1978-1980, Teil II B4-1-45, TU Braunschweig, Juni 1980
- /4.2/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Entwicklung von Vorspannsystemen für die Projekte HTR/PNP und VGD-HTR, Warmrelaxation des Spannstahls, Gutachterliche Stellungnahme, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 17.03.1987
- /4.3/ Ruge, J.; Linnemann, R.: Brandverhalten von Bauteilen, SFB 148, Arbeitsbericht 1984-1986, Teil II B4-1-59, TU Braunschweig, Juli 1987
- /4.4/ Abrams, M.S.; Cruz, C.R.: The behavior at high temperature of steel strand for prestressed concrete, Bulletin 134 of the research department of the P.C.A., Skokie, Illinois, USA, 1961
- /4.5/ Behar, I.: Influence of extreme temperatures on the properties of prestressing steel, FIP-Symposium for prestressing, Madrid 1968

- /4.6/ Abrams, M.S.; Erlin, B.: Estimating post-fire strength and exposure temperature of prestressing steel by a metallographic method, Bulletin 219 of the research department of the P.C.A., Skokie, Illinois, 1967
- /4.7/ Anderberg, Y.: Effects of fire on steel, Rilem-Committee 44-PHT, März 1980
- /4.8/ Anderberg, Y.: Behavior of steel at high temperature, Rilem-Committee 44-PHT, November 1982
- /4.9/ Schumann: Metallographie, VEB Leipzig, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie
- /4.10/ Schneider, U.; Diederichs, U.: Physikalische Eigenschaften von Beton und Stahl im Bereich 20°C bis zum Schmelzen, Untersuchung im Auftrage der KFA Jülich GmbH; Institut für Baustoffe Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, März 1980
- /4.11/ Rostásy, F.S.; Sager, H.: Brandverhalten von Bauteilen, SFB 148, Schlußbericht des Teilprojektes B5, TU Braunschweig, März 1985
- /4.12/ Halleux, de B.: Accelerated determination of the stress relaxation in prestressing reinforcement by an anisothermal relaxation test, Technical contributions at the FIP VII congress, New York 1974
- /4.13/ Staatliches Materialprüfamt NW, Dortmund: Prüfzeugnis Nr. 110 497 981-02 vom 27.07.1983
- /4.14/ Staatliches Materialprüfamt NW, Dortmund: Prüfzeugnis Nr. 110 497 981-03 vom 08.08.1984
- /4.15/ Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Braunschweig: Untersuchungsbericht Nr. 8404/8003 vom 09.12.1986
- /4.16/ Institut für Bautechnik, Berlin: Richtlinie für die Durchführung des Relaxationsversuches an Spannstählen, Fassung Juli 1977

- /4.17/ Staatliches Materialprüfamt NW, Dortmund: Beschreibung der Prüfeinrichtung für Zeitstand- und Relaxationsversuche an Spannstahl im MPA NW, Stand Januar 1985

- /4.18/ Staatliches Materialprüfamt NW, Dortmund: Prüfzeugnis Nr. 110 497 981-01 vom 18.04.1983

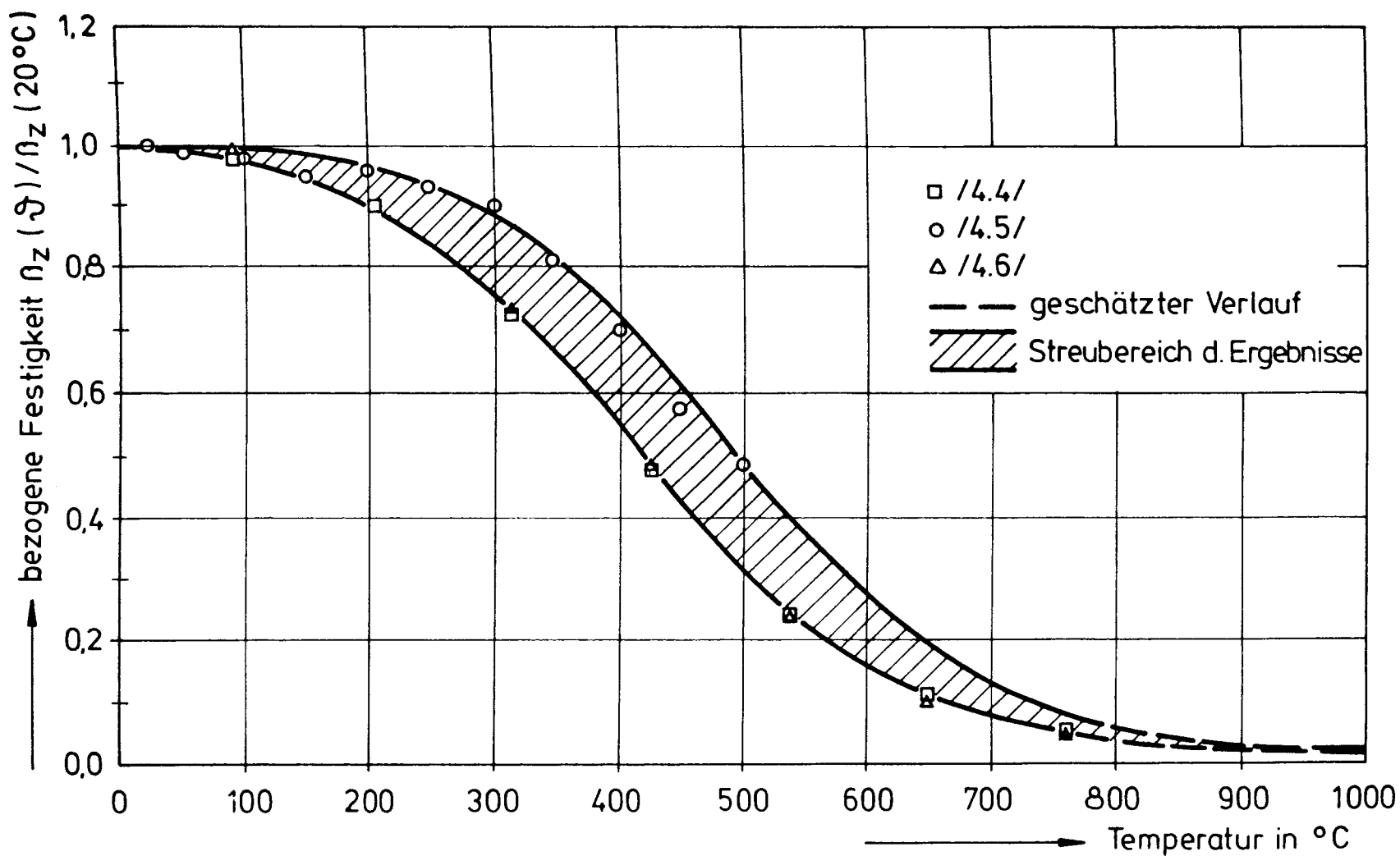


Bild 4.1 Zugfestigkeit σ_Z verschiedener Spannstähle

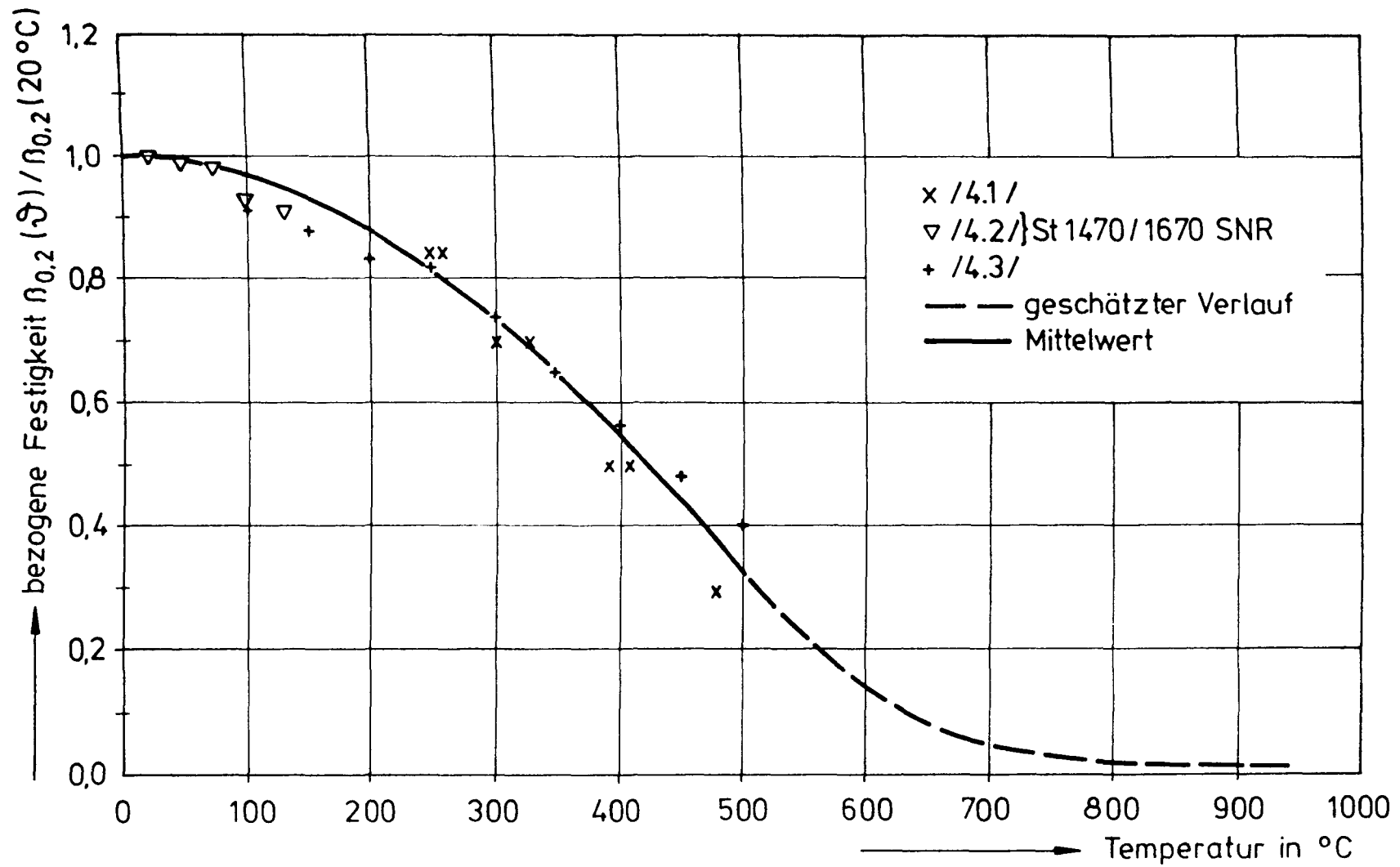


Bild 4.2 Gegenüberstellung der Festigkeit $\beta_{0,2}$ verschiedener Spannstähle

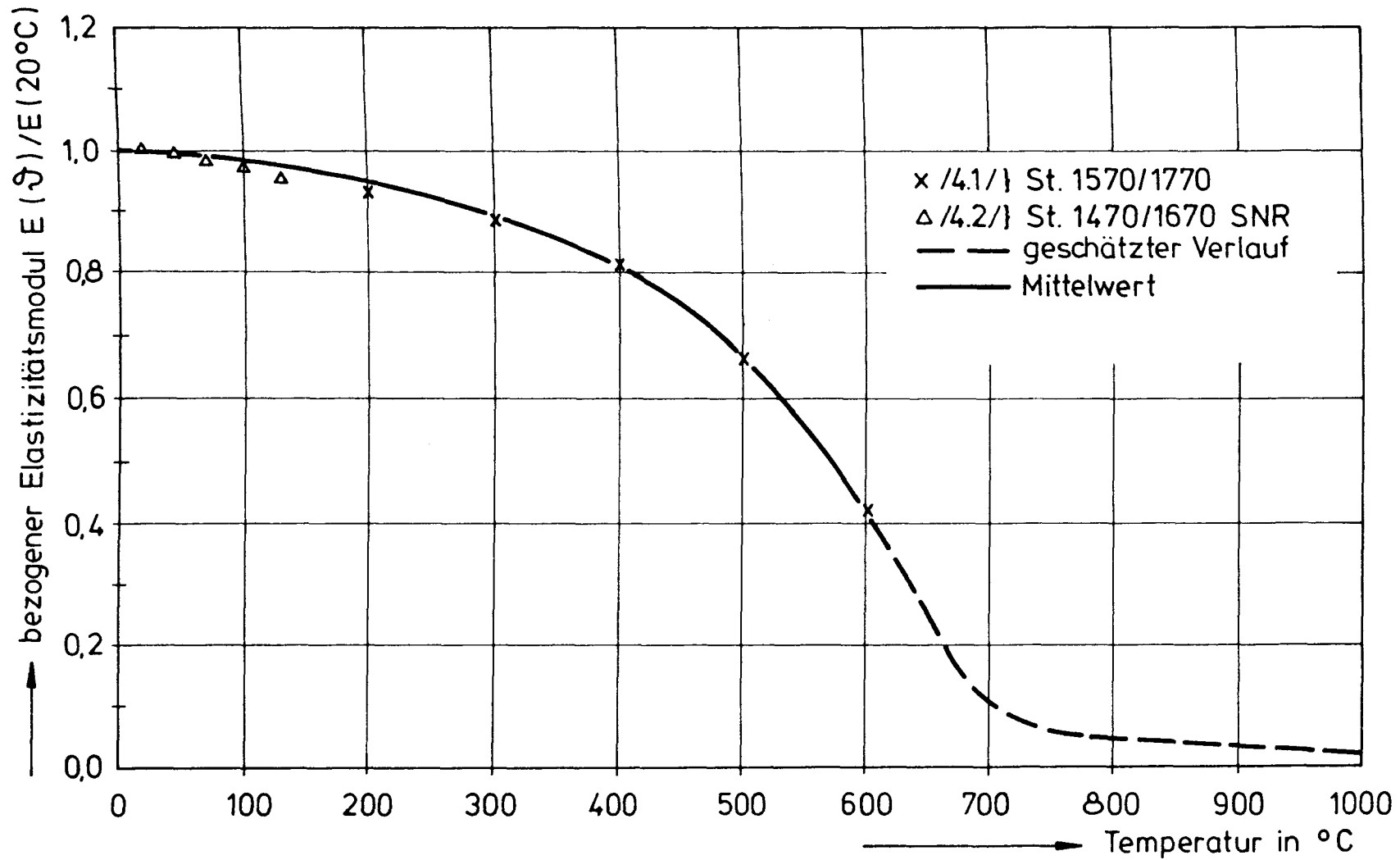


Bild 4.3 Elastizitätsmodul für die Spannstähle St 1570/1770 SNR und 1470/1670 SNR

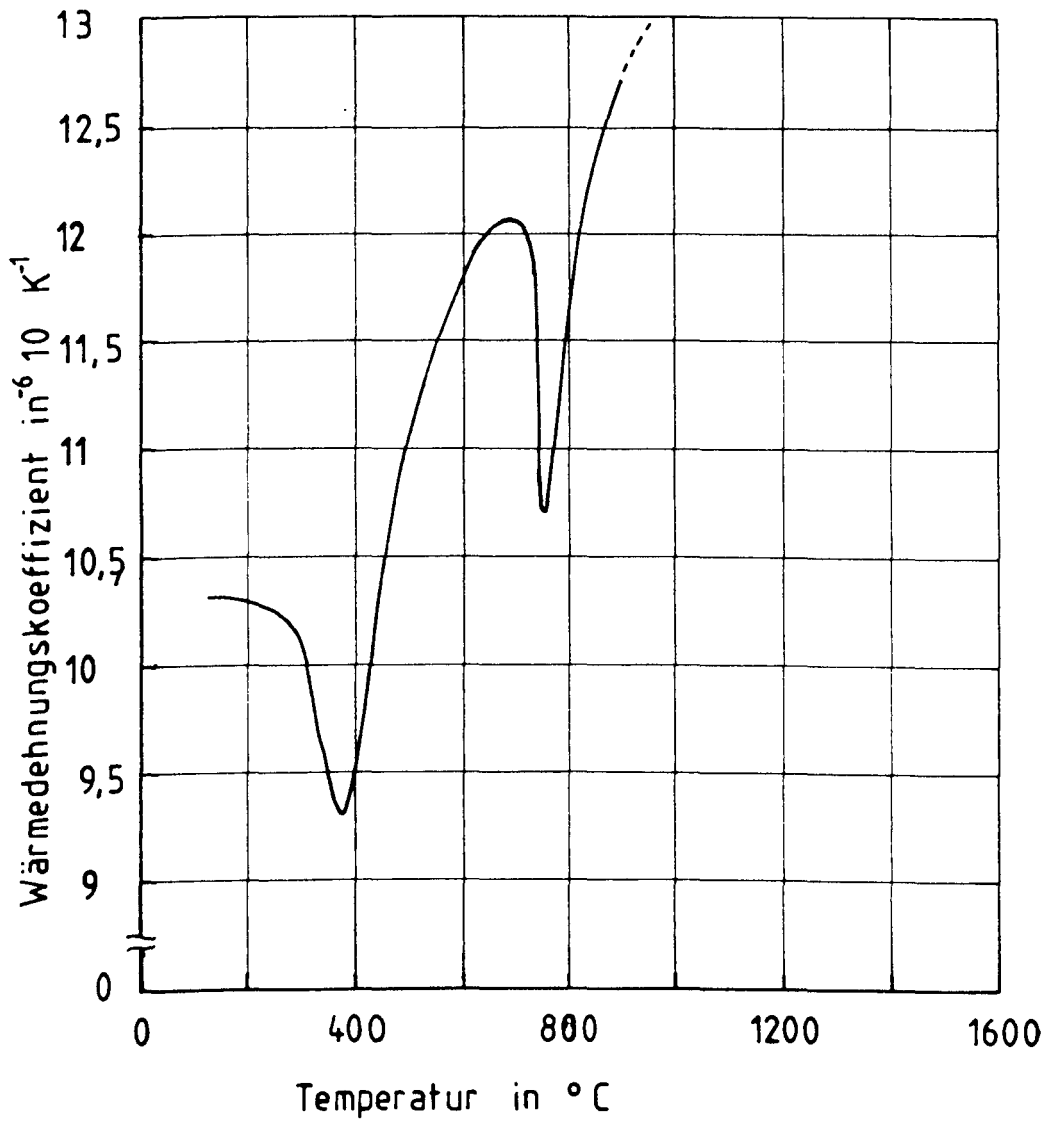


Bild 4.4 Wärmeausdehnungskoeffizient für Spannstahl St 1470/1670 SNR

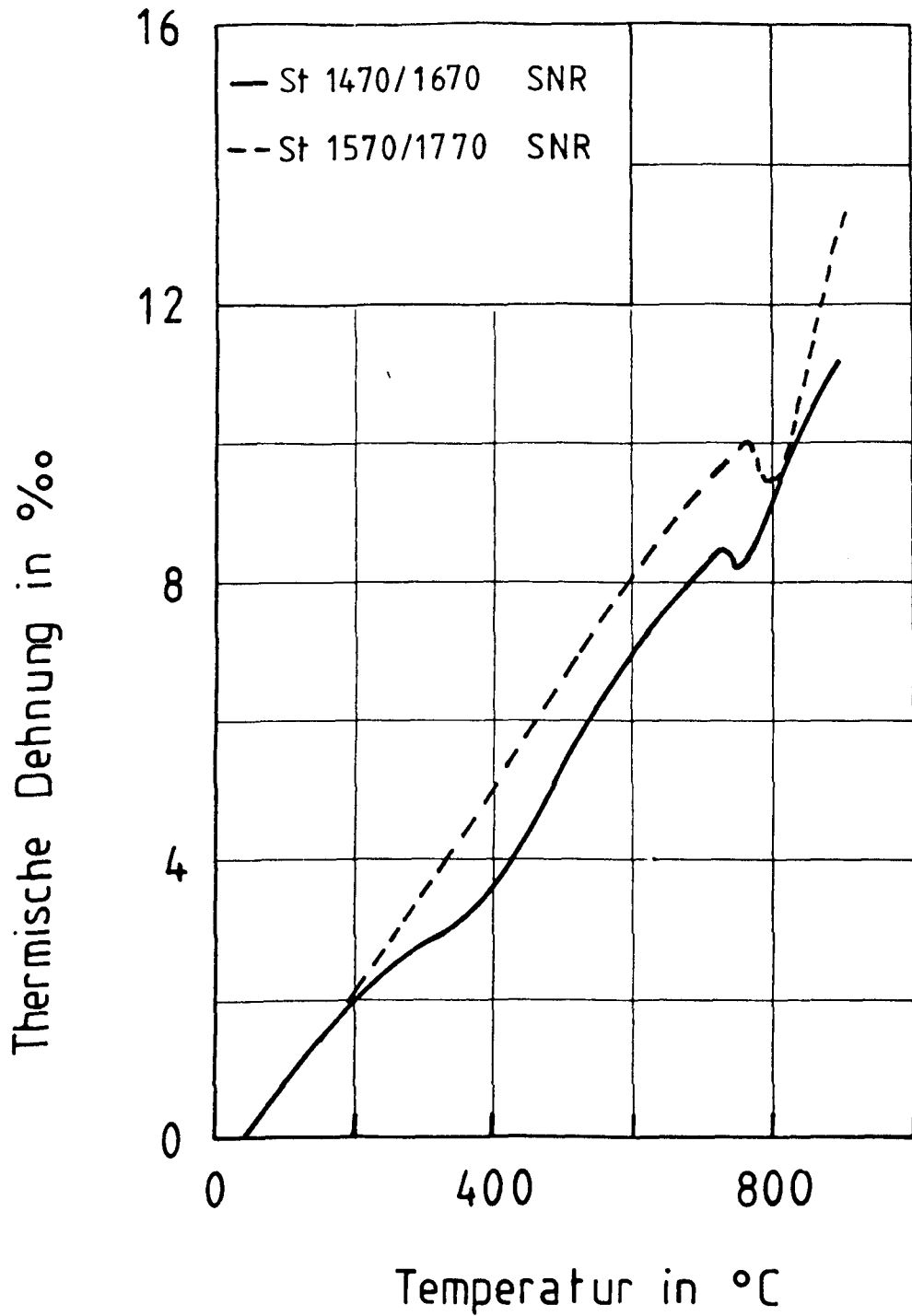


Bild 4.5 Thermische Dehnung der Spannstähle St 1570/1770 SNR nach /4.3/ und St 1470/1670 SNR

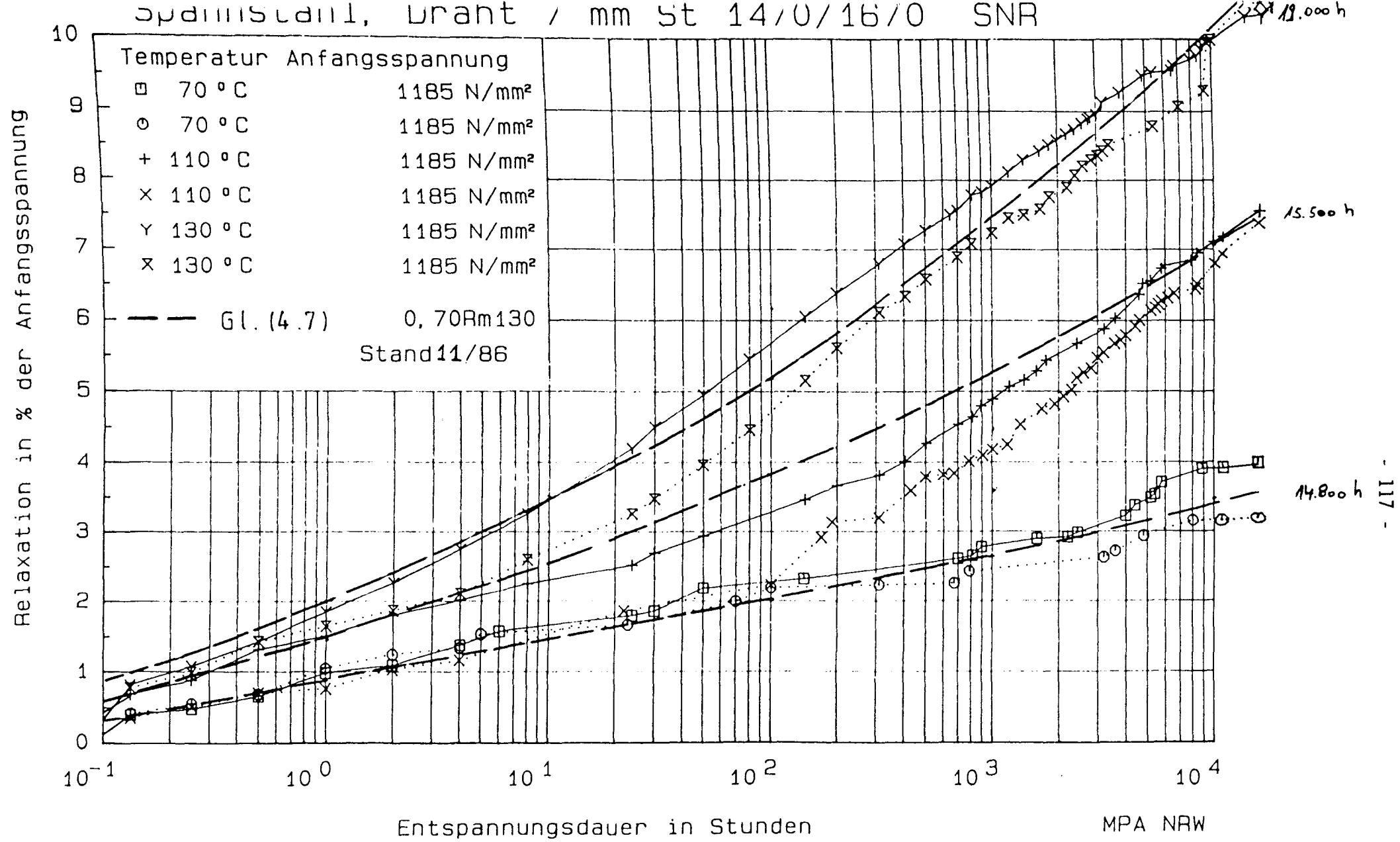


Bild 4.6 Relaxation des Spannstahls St 1470/1670 SNR bei einer Anfangsspannung $\sigma_i = 1185 \text{ N/mm}^2$. Versuche des MPA-NRW

Spannstahl, Litze 3/8" St 1570/1770 (gewickelt)

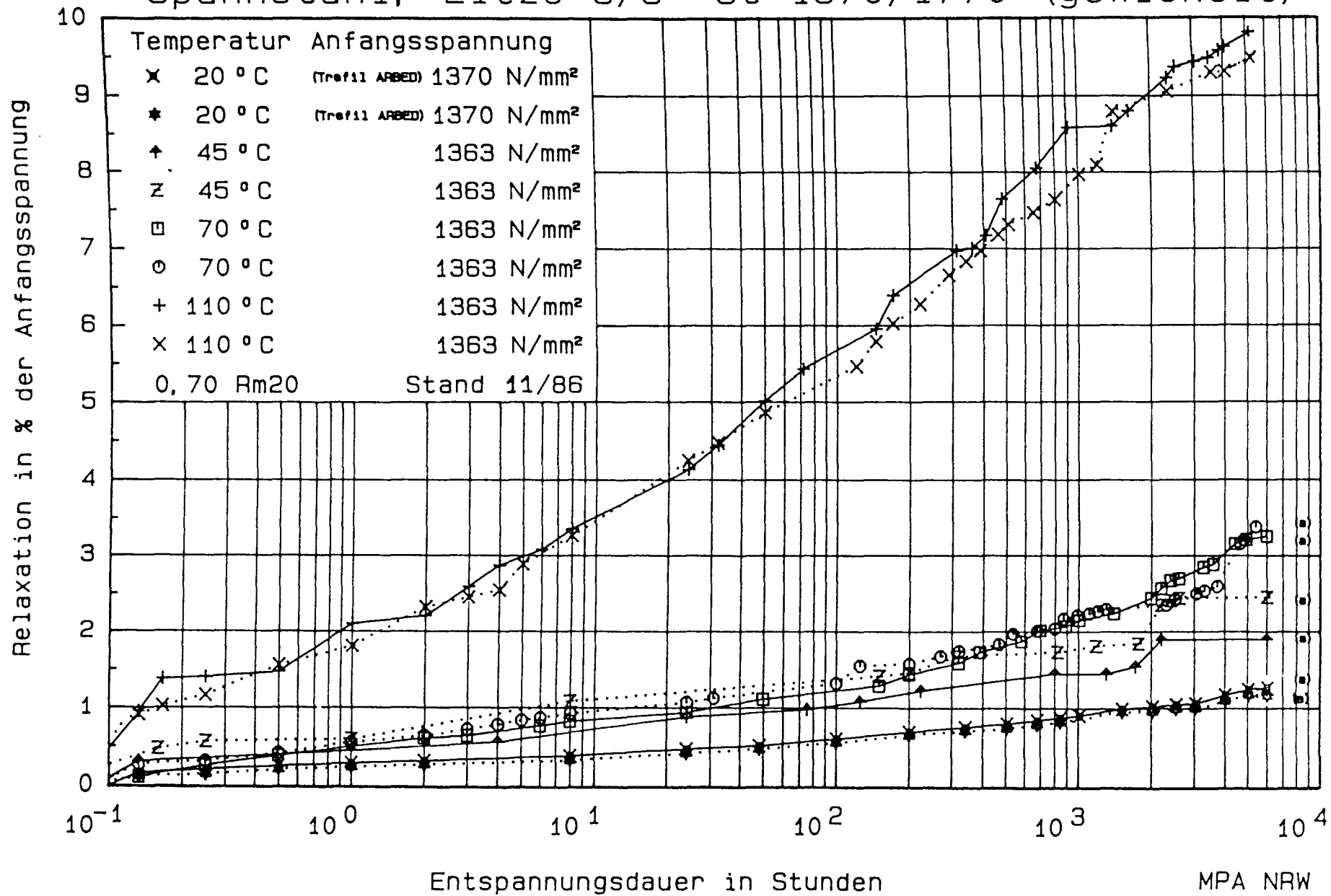


Bild 4.7 Spannstahl, Litze 3/8" St 1570/1770 SNR (gewickelt)

Spannstahl, Litze 3/8" St 1570/1770 (ungewickelt)

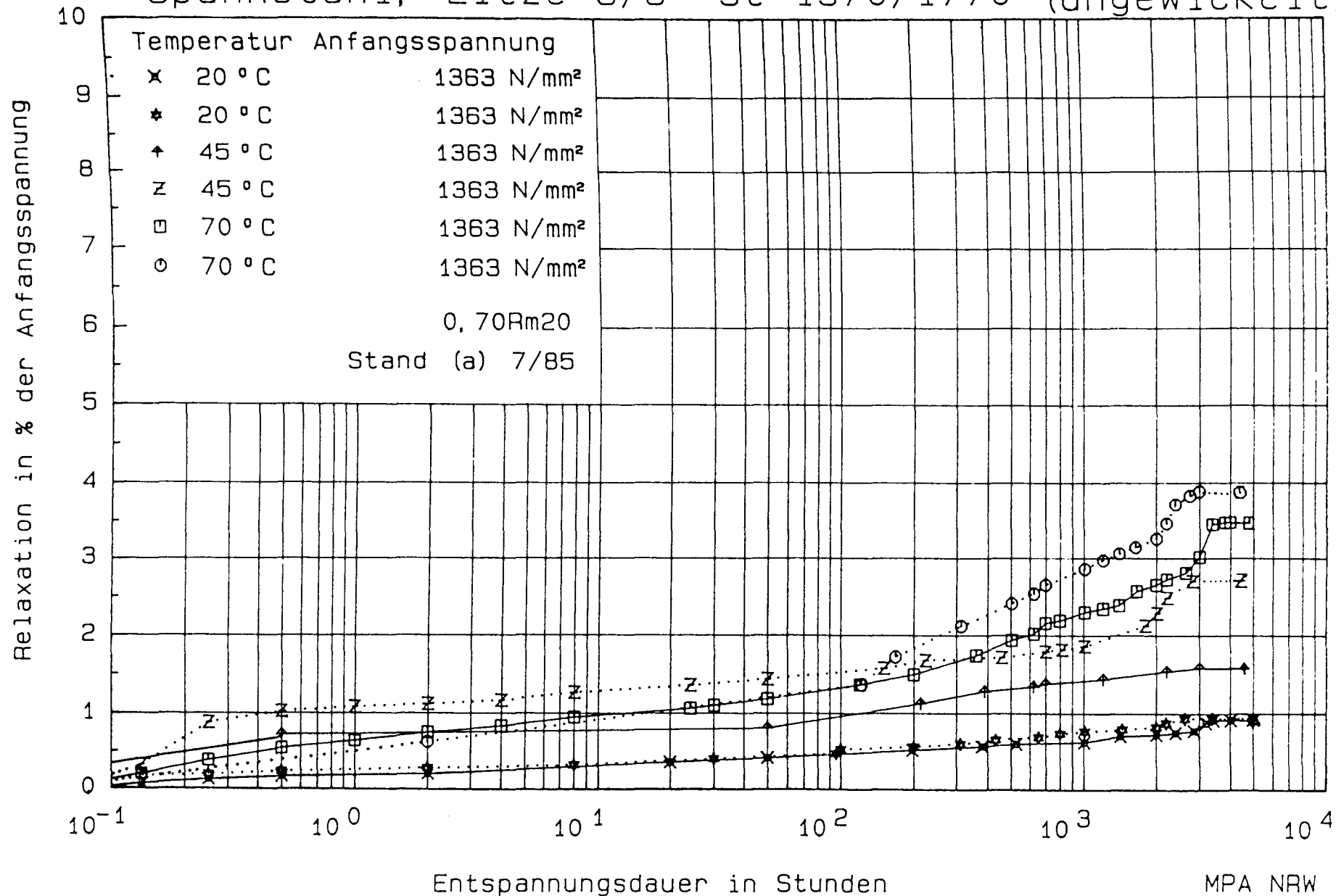


Bild 4.8 Spannstahl, Litze 3/8" St 1570/1770 SNR (ungewickelt)

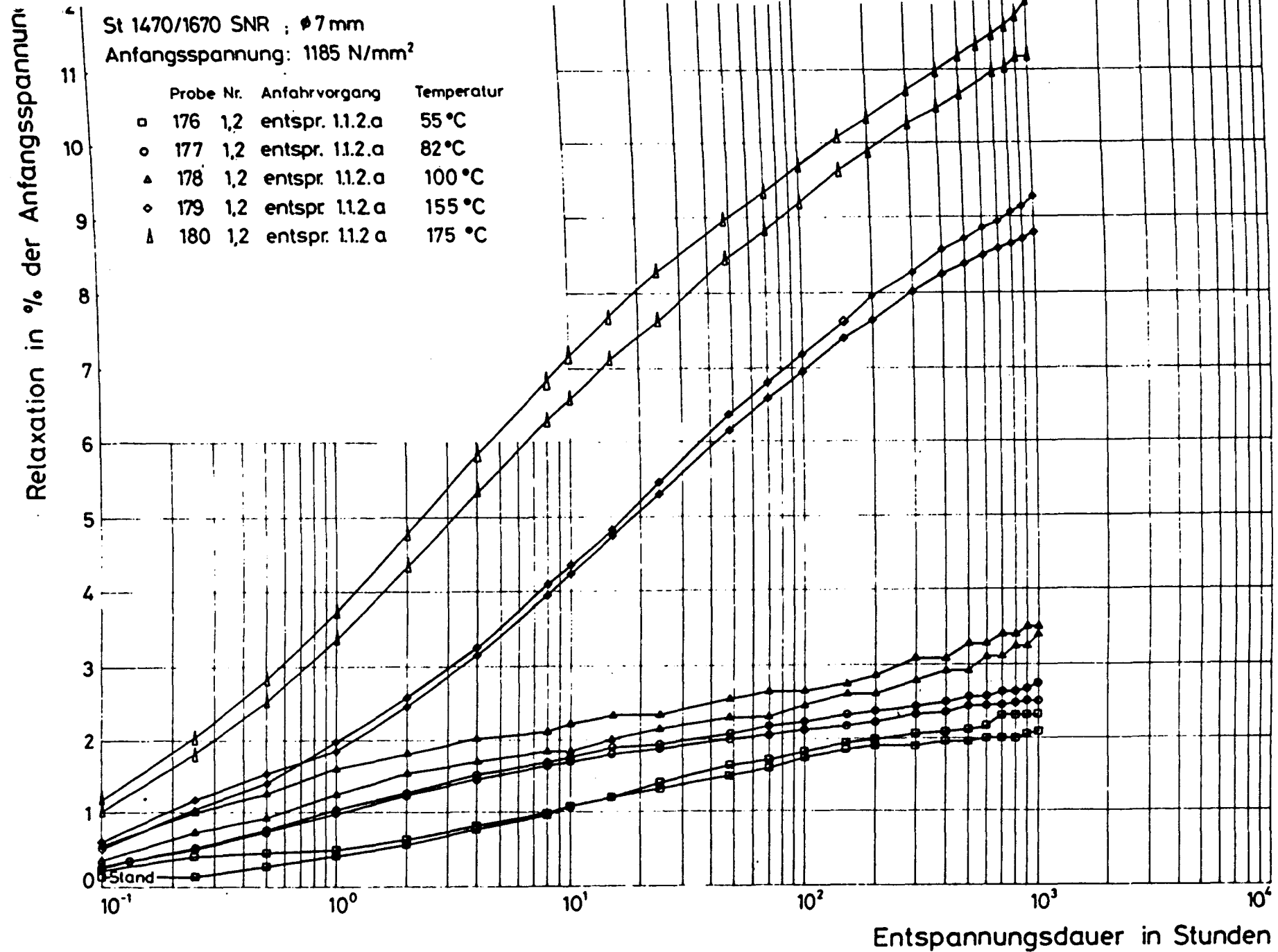


Bild 4.9 Relaxation des Spannstahls St 1470/1670 SNR bei einer Anfangsspannung $\sigma_i = 1185 \text{ N/mm}^2$. Versuche der MPA-BS

St 1470/1670 SNR ; $\phi 7\text{ mm}$
 Anfangsspannung: 1185 N/mm²

	Probe	Nr	Anfahrvorgang	Temperatur
○	191	1,2	entspr. 1.1.2.a	70 °C
◇	190	1,2	entspr. 1.1.2.b	70 °C

70 °C

1.1.2.a

a

Erwärmungsphase

70 °C

1.1.2.b

b

20 °C

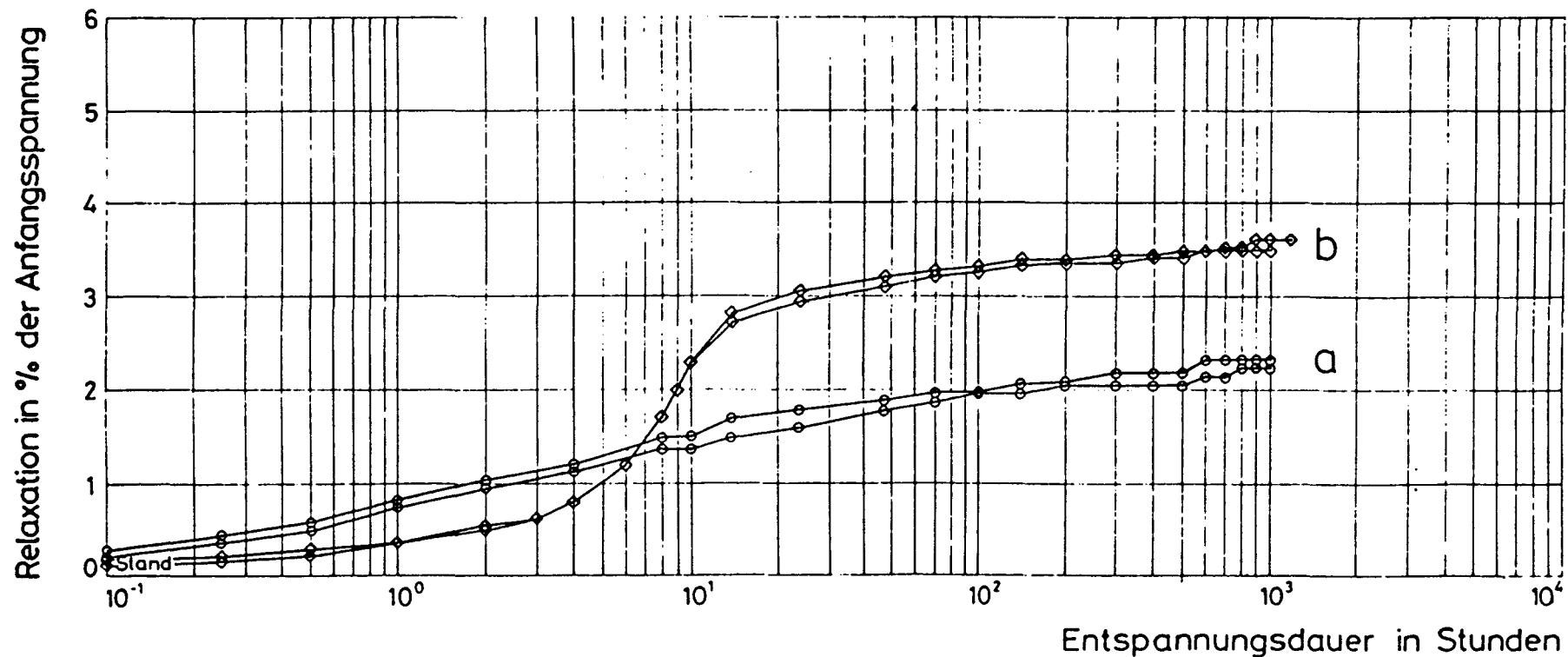


Bild 4.10 Relaxation bei unterschiedlichen σ - θ -t Geschichten
 (Anfahrvorgang)

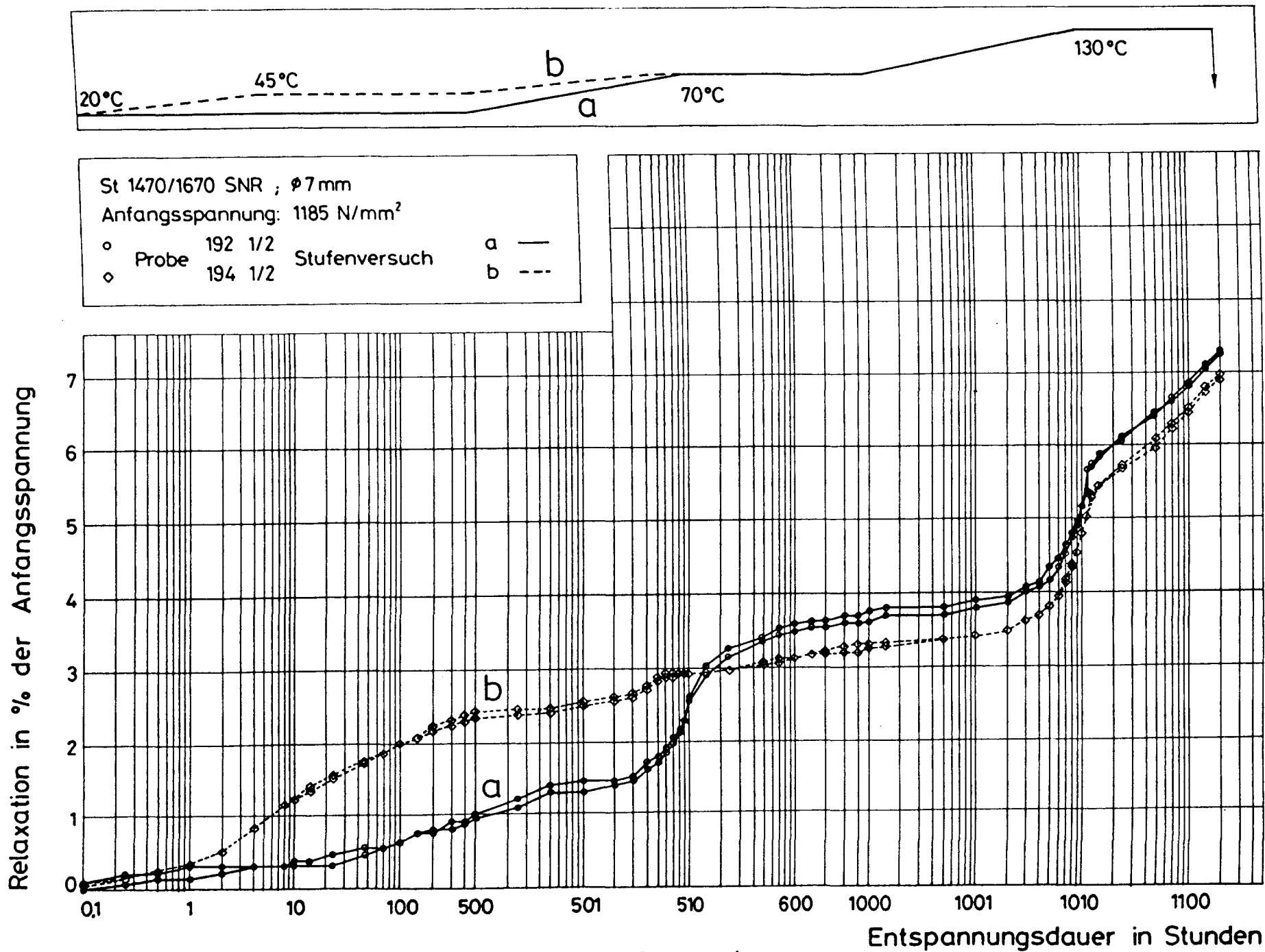


Bild 4.11 Versuchsergebnisse zur Relaxation bei Stufenversuchen

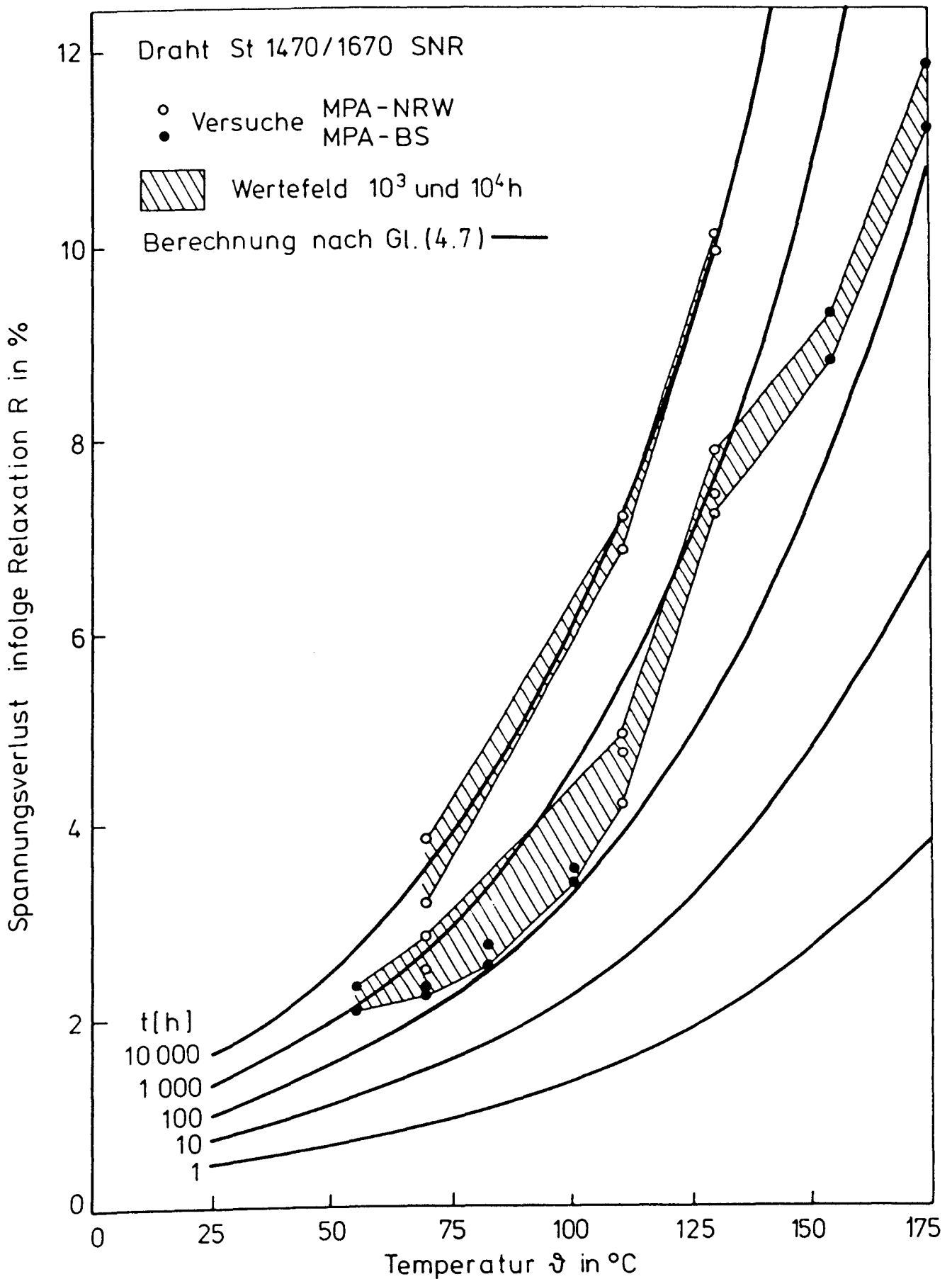


Bild 4.12 Relaxationsverlust nach Gl. (4.7) bei bestimmten Zeiten in Abhängigkeit von der Temperatur für den Spannstahl St 1470/1670 SNR

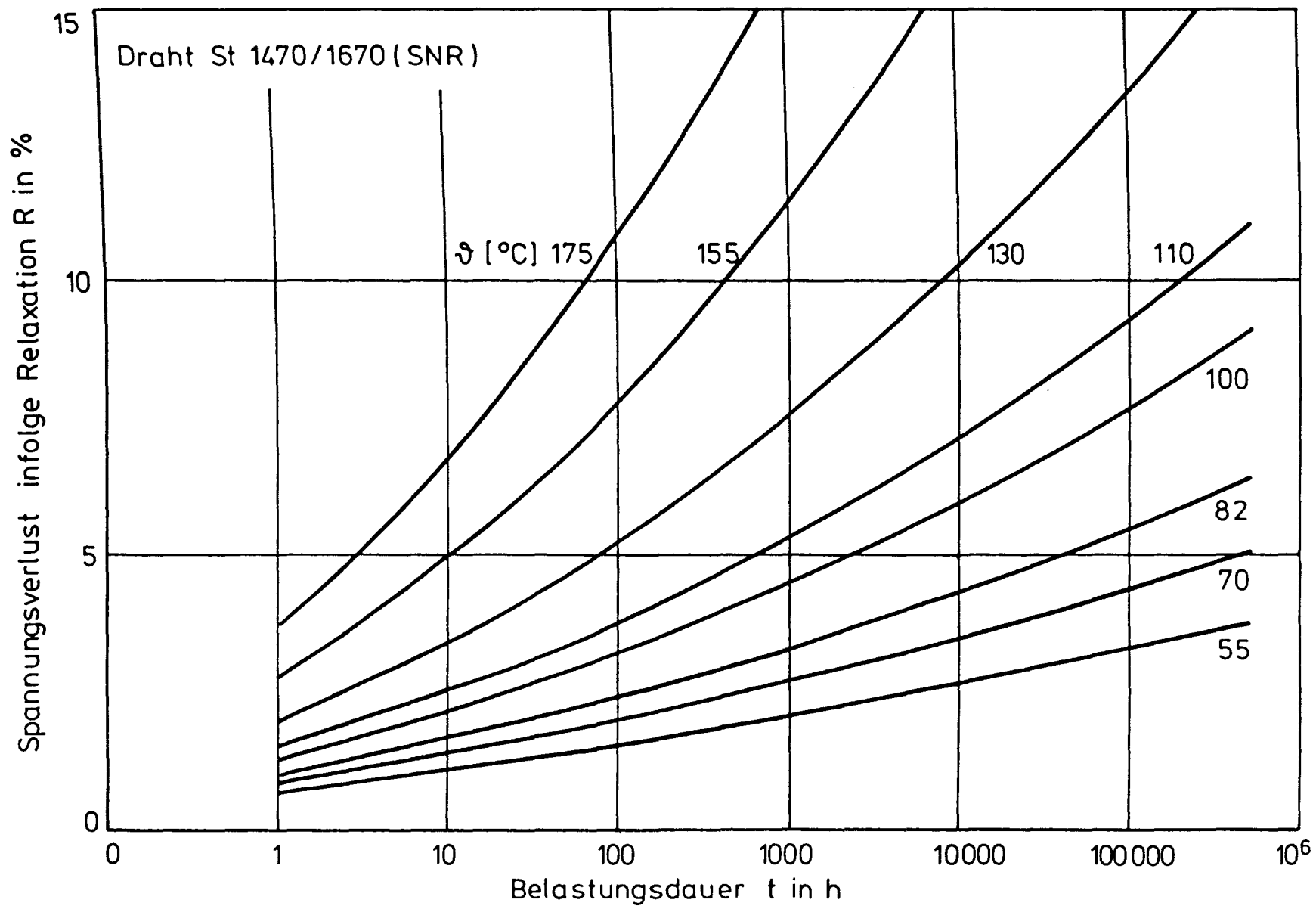


Bild 4.13 Relaxationsverlust des Spannstahls St 1470/1670 SNR
in Abhängigkeit von Zeit und Temperatur nach Gl. (4.7)

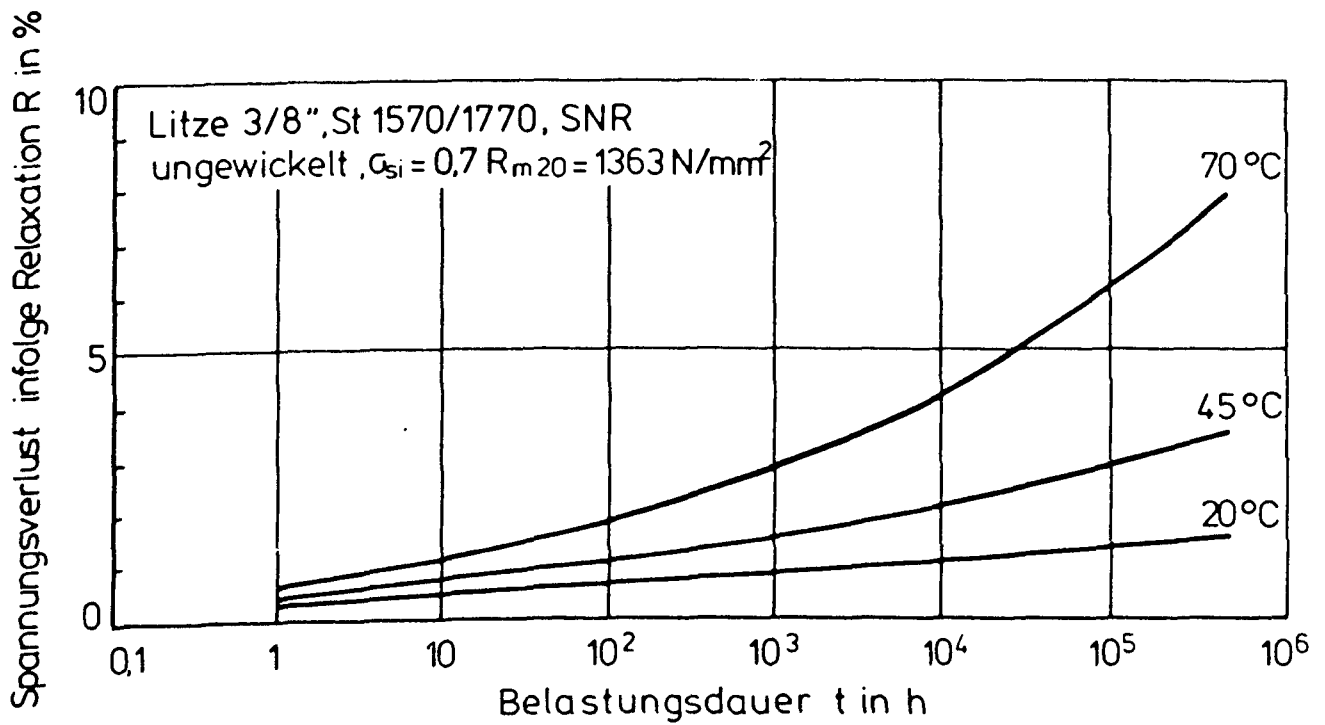


Bild 4.14 Relaxationsverluste in Abhängigkeit von Zeit und Temperatur für ungewickelte Litze, St 1570/1770 SNR

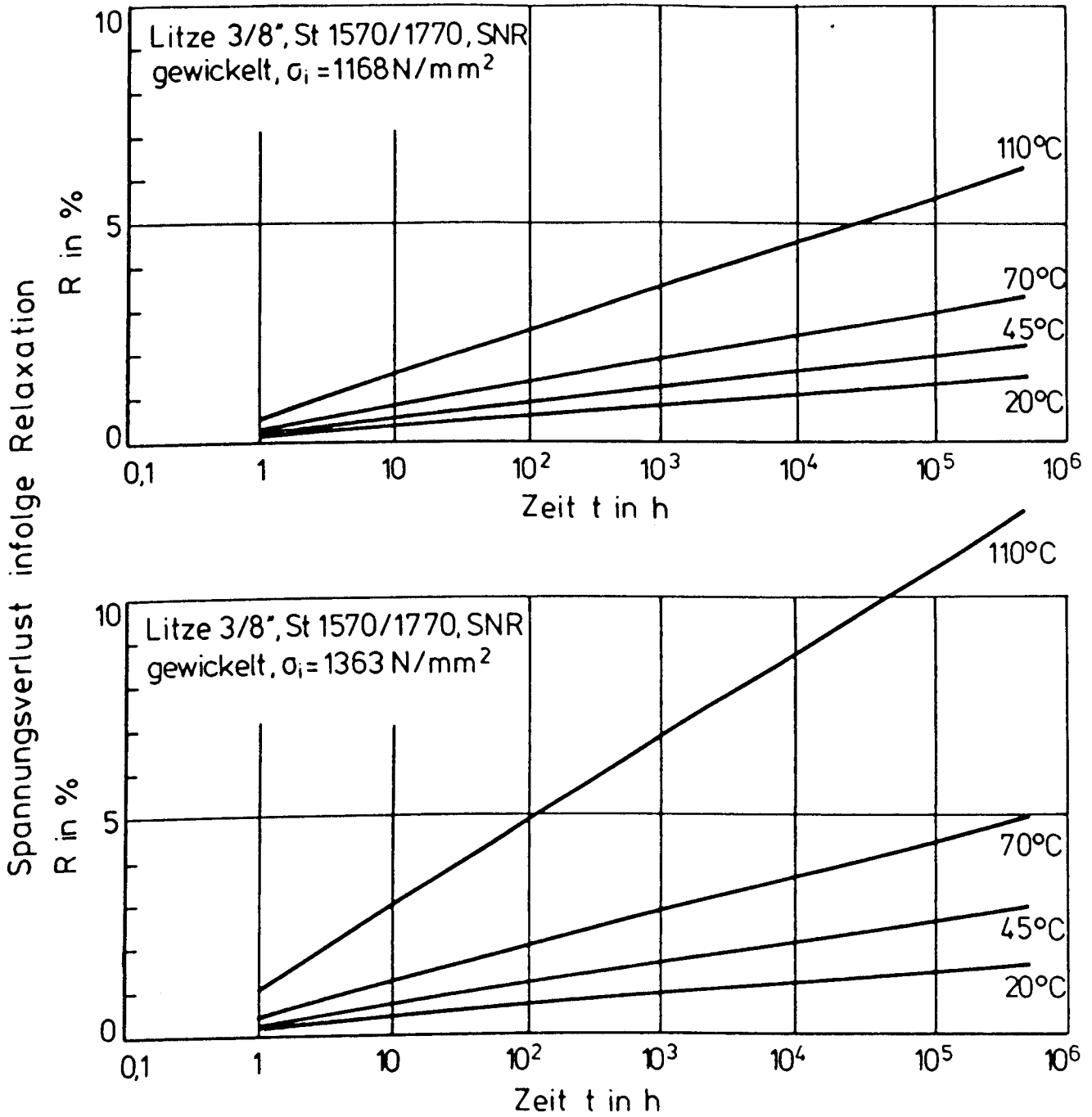


Bild 4.15 Rechnerische Relaxation-Zeit-Linien für die gewickelte Litze, St 1570/1770 SNR, abhängig von der Anfangsspannung

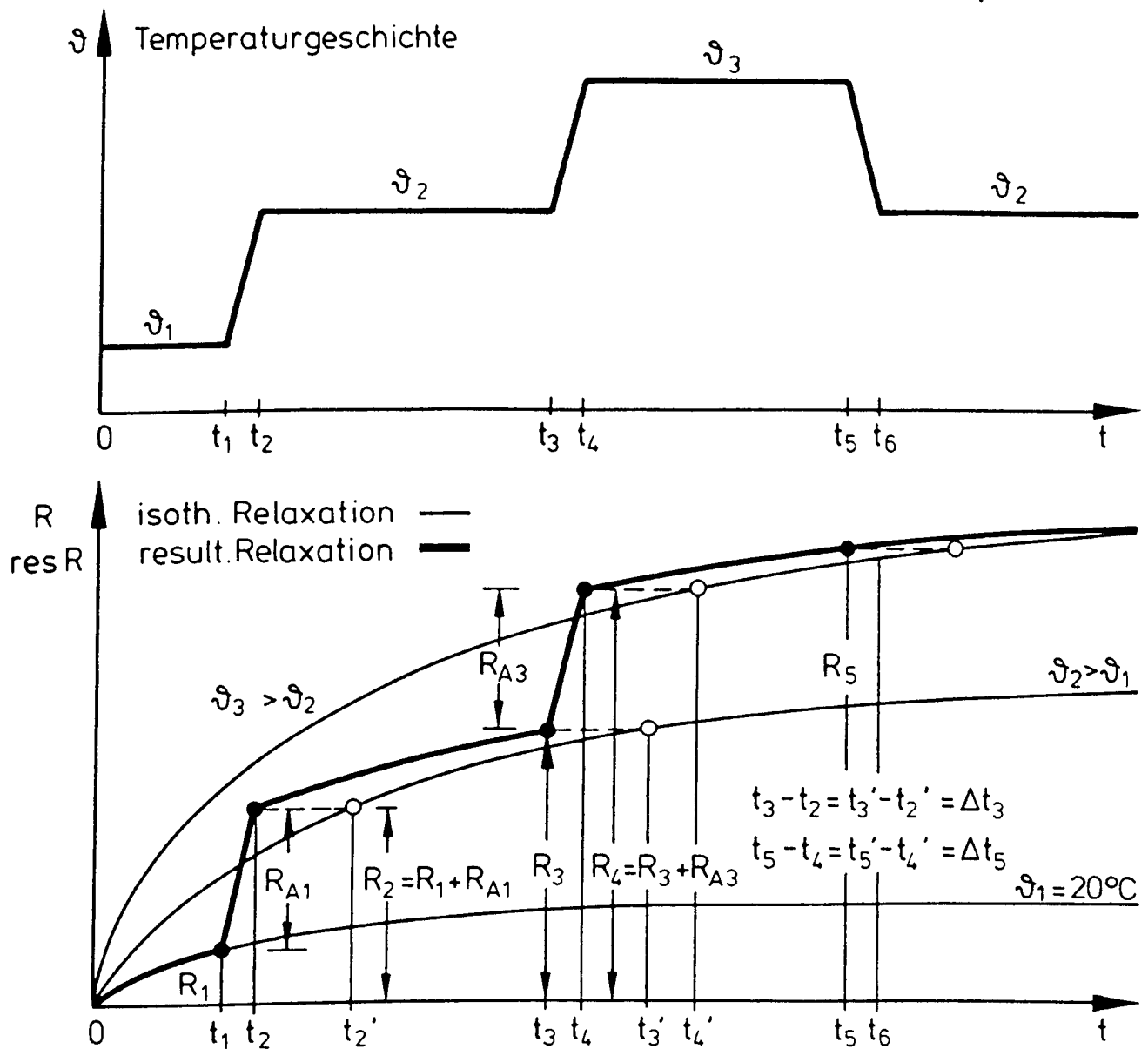


Bild 4.16 Superpositionsprinzip bei instationären Temperaturen

5. Zusammenfassung

Der vorliegende Bericht enthält Zusammenstellungen der mechanischen Kennwerte von Basaltbeton und Spannstahl, die für den Spannbetonbehälter von Hochtemperaturreaktoren entwickelt wurden. Unter Verwenden verfügbarer Daten über die beiden Werkstoffe und Ausnutzen vorliegender Erfahrungen über das allgemeine Hochtemperaturverhalten von Normalbeton und Spannstahl wurden Rechenfunktionen entwickelt, die als Eingangsdaten für Berechnungen mit dem Rechenprogramm SMART dienen. Im Rahmen einer vom Institut für Nukleare Sicherheitsforschung der KFA Jülich durchzuführenden Sensitivitätsstudie soll so der Einfluß von Stoffgrößen auf das Verhalten des Spannbetonbehälters eines Hochtemperaturreaktors Eingang finden.

Beim Basaltbeton betreffen die zusammengestellten Daten elastische Kennwerte, Festigkeitskennwerte und Kriechdaten. Im allgemeinen wurde der Temperaturbereich von Raumtemperatur bis etwa 600...1000 °C berücksichtigt. Beim Elastizitätsmodul wurde neben der Abhängigkeit von der Temperatur auch der Einfluß des Belastungsalters, der Aufheizgeschwindigkeit, der Feuchte und des Belastungsgrades während der Temperierung sowie die Temperierungsdauer untersucht. Die Festigkeitskennwerte wurden mit Hilfe des Fünfparametermodells von Willam/Warneke in Abhängigkeit von der Temperatur analytisch beschrieben. Bei den Kriechdaten wurden die unterschiedlichen Betriebs- und Störfallzustände sowie die Übergänge zwischen den einzelnen Zuständen getrennt betrachtet.

Die thermischen Kennwerte des Spannstahles umfassen die temperaturabhängige Festigkeit bis zu Temperaturen von etwa 1000 °C, den E-Modul und die thermische Dehnung ebenfalls im Temperaturintervall 20...1000 °C sowie Versuchsdaten und mathematische Beschreibungen der isothermischen und anisothermischen Relaxation, die sich auf den Temperaturbereich 20 °C bis 175 °C beschränken.

Während das Vorhaben bearbeitet wurde, zeigten sich eine Reihe von Lücken in den Kenntnissen des Temperaturverhaltens der betrachteten Werkstoffe. Diese betreffen insbesondere die Zugfestigkeit des Basaltbetons bei erhöhten Temperaturen, Angaben über die biaxiale Festigkeit im Druck-Zug-Qua-

dranten sowie Kenntnisse über Spannungsdehnungsbeziehungen bei erhöhten Temperaturen. Für den Spannstahl fehlen insbesondere im Temperaturbereich 600 bis etwa 1000 °C Festigkeits- und Verformungsdaten. Zum Schließen dieser Lücken sind weitere experimentelle Arbeiten erforderlich.

